

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG
DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E. H. K. KORDINA · PROF. DR.-ING. F. S. ROSTÁSY

Nachträgliche Verstärkung von Spannbeton - brücken im Koppelfugenbereich durch ange - klebte Stahllaschen (2. Teil)

'81

Forschungsbericht von
F.S. Rostásy und E.H. Ranisch

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Forschungsauftrag 15.099 R 80 D ,
Fortsetzung von FA 15.069 R 78 D ,
gefördert vom Bundesminister für Verkehr

Inhaltsangabe

	S e i t e
<u>1. Einleitung</u>	2
<u>2. Das Versuchsprogramm</u>	3
2.1 Versuche zum Studium einiger Ein- flußgrößen der Verbundfestigkeit	3
2.2 Langzeitversuche	5
2.3 Hauptversuche	6
<u>3. Baustoffe</u>	
3.1 Beton	9
3.2 Stahl	10
3.3 Kleber	10
<u>4. Versuche zum Studium der Verbundfestig- keit</u>	
4.1 Versuchskörper	11
4.2 Messungen	12
4.3 Belastung	12
4.4 Versuchsergebnisse	13
<u>5. Langzeitversuche</u>	
5.1 Versuchskörper	19
5.2 Messungen	20
5.3 Belastung	20
5.4 Versuchsergebnisse	21
<u>6. Hauptversuche</u>	22
6.1 Versuchskörper	22
6.2 Versuchsdurchführung	26
6.3 Messungen	26
6.4 Versuchsergebnisse bei behinderter Durchbiegung - Versuche HV 5 u. HV 6	28
6.5 Versuchsergebnisse bei unbehinderter Durchbiegung - Versuche HV 7 und HV 8	
<u>7. Folgerungen aus den Versuchsergebnissen</u>	33
7.1 Anforderungen an die Ebenheit des Be- tonuntergrundes	33
7.2 Auswahl des Klebers	34
7.3 Optimierung des Seitenverhältnisses der Lasche	34
7.4 Einseitige Verstärkung	35
Literatur	38
Bild Anhang	40

1. Einleitung

Man hat in den vergangenen Jahren vielfach Risse im Bereich der Koppelfugen feldweise hergestellter Spannbetonbrücken festgestellt, die Sorge bereiteten und die Forschung nach den Schadensursachen und nach Sanierungsmöglichkeiten in Gang brachten. Eine der wesentlichen Ursachen ist in der Fehleinschätzung der Beanspruchung infolge Temperaturzwang gepaart mit Lastspannungen zu suchen. Die große bleibende Breite der Risse ist durch den geringen Gehalt an schlaffer Bewehrung in der Bodenplatte älterer Brücken erklärbar. Als Folge dieser Risse muß mit einer Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit gerechnet werden, da zum einen das Eindringen von Feuchtigkeit die Korrosion von Spannstahl und Bewehrung bewirken kann; zum anderen entstehen im gerissenen Koppelfugenbereich infolge wechselnder Verkehrslast Schwingbreiten im verankerten Spannstahl, die das zulässige Maß deutlich überschreiten können und damit die Gefahr vorzeitigen Ermüdungsbruchs in sich bergen. Als Sanierungsmaßnahme ist deshalb eine Anhebung des Bewehrungsgrades der schlaffen Bewehrung erforderlich, um einerseits den Spannstahl zu entlasten und um andererseits die Breite neuer Risse bei Wiederholung des Zwanges klein zu halten.

Mit der vorausgegangenen Forschungsarbeit "Die nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich durch geklebte Stahllaschen" (F.A. 15.069), Abschlußbericht vom Oktober 1979 / 1/, wurde die grundsätzliche Lösung dieser Aufgabe gezeigt. Im Rahmen dieser Arbeit wurden das Riß- und Verformungsverhalten von Stahlbetonzuggliedern mit symmetrisch angeklebten Stahllaschen untersucht.

Nach Abschluß der Forschungsarbeit / 1/ zeigte es sich, daß eine Reihe von Fragen noch einer Klärung bedurften und daß hierzu eine Fortsetzung der Forschung erforderlich sei. Diese offenen Fragen sind drei Teilbereichen zuzuordnen:

a) Verbundfestigkeit

Hier waren die Einflüsse der Betonfestigkeit, der Kleberart, der Laschengeometrie, der geknickten Laschenführung und einer Karbonatisierung des Betons zu untersuchen.

b) Langzeitverhalten

c) Einfluß einseitiger Klebungen

Bei der Sanierung von Koppelfugen wäre es natürlich einfacher, wenn sich das Ankleben der Laschen nur im Inneren des Hohlkastens als ausreichend hinsichtlich Reißbreitenbeschränkung erweisen würde. Dieser Frage wird in den Hauptversuchen, Abschn. 6, nachgegangen.

Dem Bundesminister für Verkehr sei für die Förderung dieser Arbeit gedankt. Besonderer Dank für Rat und Unterstützung gebührt den Herren MR Standfuß und BD Engelke.

2. Das Versuchsprogramm

2.1 Versuche zum Studium einiger Einflußgrößen der Verbundfestigkeit

Folgende Einflußgrößen sollten untersucht werden:

- die Betondruckfestigkeit
- die Klebstoffart
- Zug senkrecht zur Klebschicht
- das Verhältnis Laschenbreite zu Laschendicke
- Karbonatisierung des Betons

Für die ersten vier Parameter wurde ein statistischer 2^n -Faktorenversuchsplan nach /2/ gewählt. Der Einfluß der Karbonatisierung wurde stichprobenartig in einem Zusatzversuch studiert. Beim 2^n -Faktorenversuchsplan wird jeder Versuchsparameter=Faktor auf ein niedriges und auf ein hohes Niveau eingestellt und mit allen anderen kombiniert. Dadurch ergeben

sich hier $2^4 = 16$ Versuche. Die Begriffe hohes und niedriges Niveau sind dabei nicht nur zahlenmäßig, sondern eher bezüglich ihrer Auswirkung zu verstehen. Die Wirkungen sind als weit auseinander liegend zu erwarten. Der Vorteil dieses Versuchsplanes liegt in der Vollständigkeit aller Kombinationen und der Möglichkeit einer tabellarischen Auswertung, bei der die Wirkungen aller Einflußgrößen und eventuellen Wechselwirkungen anschaulich sichtbar werden.

Zug senkrecht zur Klebschicht tritt in der Praxis nur ungewollt durch Unebenheiten des Betonuntergrundes ein, wenn eine Lasche bei der Montage durch den Anpreßdruck in ein "Betontal" hineingebogen wird. Als VersuchsvARIABLE wurde deshalb eine konkave Betonneigung gewählt, die mit Zugspannungen normal zur Klebfuge verbunden sind.

Die Tabelle 2.1 zeigt die 4 untersuchten Faktoren und die eingestellten Niveaus.

Faktor	Bezeichnung	Niveau +	Niveau -
A	Betondruckfestigkeit	70 N/mm ²	33 N/mm ²
B	Klebstoffart	Kleber (A)	Kleber (B)
C	Verhältnis Laschenbreite zu -dicke	100:3 = 33,3	50:6 = 8,3
D	Neigung des Betonuntergrundes	< 1:1000	1 : 30

Tabelle 2.1: Faktoren und Niveaus

Die Tabelle 2.2 zeigt den dazugehörigen 2^4 -Faktorenversuchsplan. Darin entspricht die Versuchsbezeichnung den Faktoren, die auf das Niveau + eingestellt sind.

Versuch Nr.	Vers. bez.	Faktoren			
		A β_w	B Kleber	C b_L/t_L	D Neigung
VV 1	(1)	-	-	-	-
VV 2	a	+	-	-	-
VV 3	b	-	+	-	-
VV 4	ab	+	+	-	-
VV 5	c	-	-	+	-
VV 6	ac	+	-	+	-
VV 7	bc	-	+	+	-
VV 8	abc	+	+	+	-
VV 9	d	-	-	-	+
VV10	ad	+	-	-	+
VV11	bd	-	+	-	+
VV12	abd	+	+	-	+
VV13	cd	-	-	+	+
VV14	acd	+	-	+	+
VV15	bcd	-	+	+	+
VV16	abcd	+	+	+	+

Tabelle 2.2: Versuchsplan "Einflußgrößen der Verbundfestigkeit"

2.2 Langzeitversuche

Das Verhalten von geklebten Stahllaschen auf Beton unter Dauerlast sollte an 12 Versuchskörpern, die paarweise im Normklima 20/65 belastet wurden, studiert werden. Die geometrisch gleichen Versuchskörper eines Paares wurden mit zwei verschiedenen Klebern geklebt. Die weiteren Versuchsparameter sind:

- die Laschenbreite
- die Laschenlänge
- die Klebschichtdicke und
- die Höhe der Dauerlast

Aus der Kombination der Parameter ergibt sich der Versuchsplan nach Tabelle 2.3:

Versuchsbezeichnung	Laschenbreite u.-dicke	Laschenlänge	Klebschichtdicke	Dauerlast
A:KleberⒶ B:KleberⒷ	b_L/t_L [mm]	l_v [mm]	d [mm]	% von F_u
1A/1B	100/6	200	< 0,5	60
2A/2B	50/6	200	< 0,5	60
3A/3B	100/6	200	5,0	60
4A/4B	50/6	200	5,0	60
5A/5B	100/6	100	< 0,5	60
6A/6B	100/6	200	< 0,5	30

Tabelle 2.3: Versuchsplan "Dauerlast"

2.3 Hauptversuche

Mit den Hauptversuchen sollte das Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlbetonzuggliedern studiert werden, die einseitig durch aufgeklebte Stahllaschen verstärkt sind. Der Versuchskörper sollte wie in /1/ einem Ausschnitt aus der Bodenplatte einer Hohlkastenbrücke entsprechen, der aber hier, im Gegensatz zur beidseitigen Verstärkung der Versuchskörper von /1/, nur eine einseitige Laschenverstärkung erhalten sollte. Bezüglich der Verminderung der Schwingbreite im Koppelanker spielt es keine Rolle, ob die Verstärkung durch Stahllaschen nur innen-seitig im Hohlkasten oder beidseitig an der Bodenplatte erfolgt. Den durchschlagenden Einfluß übt der Gesamtquerschnitt des Laschenstahls aus. Bei der Sanierung von Koppelfugenrissen ist aber auch die Breite ggf. neu entstehender Risse zu beschränken. Im Vergleich zur symmetrischen Verstärkung sind von der einseitigen Verstärkung zwei Wirkungen zu erwarten:

1. Eine "Rißvernähende" Wirkung durch die angeklebte Bewehrung ist nur auf der verstärkten Seite vorhanden. Deshalb wird sich das Rißbild der beiden Seiten unterscheiden.
2. Durch die unsymmetrische Bewehrungslage bei einseitiger Verstärkung verschiebt sich der ideelle Schwerpunkt des Querschnitts zur verstärkten Seite hin. Da die anteilige Zugkraft unverändert in der Schwerachse der Bodenplatte angreift, resultiert daraus ein Moment, welches an der unverstärkten Seite Zug erzeugt.

Inwieweit sich ein Längsstreifen aus der Bodenplatte infolge der Wirkung dieses Biegemoments verformen wird, hängt i.w. vom Abstand des Streifens von den Stegen des Hohlkastens ab. Hier sind zwei Extreme der möglichen Verformungsbedingungen denkbar:

- a) In der Nähe der Stege kann sich der Streifen wegen der großen Biegesteifigkeit der Stege nicht durchbiegen.
- b) In der Mitte von breiten Hohlkästen wird die Durchbiegung der Bodenplatte nur durch die Plattenwirkung in Querrichtung behindert.

Entsprechend diesen beiden Verformungsbedingungen wurden zwei Typen von Versuchskörpern konzipiert. Bei dem einen Versuchskörpertyp (Versuche HV5 und HV6 von Abschn.6) wird eine Behinderung der Durchbiegung vorgesehen, während beim anderen die Verformung nicht behindert wird (Versuche HV7 und HV8). Eine genaue Beschreibung erfolgt in Abschn. 6.

An jedem Typ wurden 2 verschiedene Laschenprofile untersucht. Der mechanische Verstärkungsgrad η_m ist definiert zu

$$\eta_m = \frac{A_L \beta_L}{A_s \beta_s}$$

mit A_L, A_s : Querschnitt von Lasche bzw. Bewehrung

β_L, β_s : Streckgrenze des Laschenstahls bzw. der Bewehrung

In der Tabelle 2.4 sind alle bisher durchgeführten Hauptversuche zusammengestellt. HV1 bis HV4 stammen aus /1/, über HVO wurde in /3/ berichtet, HV5 bis HV8 sind die einseitig verstärkten Versuchskörper, über die hier berichtet wird.

Versuchs- bezeichng.	Laschen- verstärkung mit St.37	geometrischer Verstärkungs- grad 1)	mechanischer Verstärkungs- grad 2)	Laschen- bewehrungs- grad 3)	Lagerungs- bedingungen
-	A_L	η	η_m	μ_L	-
HV 0	keine	4 4)	4 4)	0	gelenkig
HV1	2 ϕ 3 x 100	2	1,20	1,6	gelenkig
HV2	2 ϕ 3 x 100 4 ϕ 3 x 50	4	2,33	3,2	gelenkig
HV3	2 ϕ 3 x 100 4 ϕ 3 x 50	4	2,33	3,2	gelenkig
HV4	2 ϕ 6 x 100	4	1,52	3,2	gelenkig
HV5	1 ϕ 6 x 100	2	1,47	1,6	durchbiegung: behindert
HV6	1 ϕ 3 x 100 2 ϕ 3 x 50	2	1,26	1,6	durchbiegung: behindert
HV7	1 ϕ 6 x 100	2	1,47	1,6	gelenkig
HV8	1 ϕ 12 x 100	4	2,60	3,2	gelenkig

1) $\eta = A_L/A_S$

2) $\eta_m = A_L \beta_L / A_S \beta_S$

3) $\mu_L = A_L \cdot 100\% / A_D$

4) Stabstahlbewehrung verstärkt von 4 ϕ 10 auf 20 ϕ 10, BSt III

Tabelle 2.4: Übersicht über die Gesamtheit der Hauptversuche

3. Baustoffe

3.1 Beton

Zur Herstellung der Zuglaschenkörper für die Untersuchung der Einflußgrößen der Verbundfestigkeit nach Abs. 2.1 wurden Betone der Festigkeitsklassen B 25 und B 55 und für die übrigen Versuchskörper ein Beton B 25 verwendet. Die Mischungszusammensetzungen und die Betoneigenschaften nach DIN 1048 sind aus der Tabelle 3.2 zu ersehen. Die Versuche wurden in einem Betonalter von 4 - 7 Wochen durchgeführt. Die Würfel-druckfestigkeit des Betons β_w wurde bei Belastungsbeginn an Erhärtungswürfeln mit 15 cm Kantenlänge nach DIN 1048 bestimmt. Die Betone erbrachten nach einem Alter von rd. 4 Wochen nur noch einen geringen Festigkeitsanstieg, so daß die Druckfestigkeiten bei den einzelnen Versuchen weniger als 2 N/mm^2 vom Sollwert=Mittelwert aller Versuche abwichen.

Betongüte	B 25	B 55
Zementart	PZ 35 F	PZ 45 F
Zementmenge	250 kg/m ³	340 kg/m ³
Wasserzementwert	0,95	0,50
Sand 0/1 mm	25%	-
Sand 0/2 mm	10%	35%
Kies 2/8 mm	42%	15%
Kies 8/16 mm	23%	25%
Kies 16/32 mm	-	25%
Ausbreitmaß	40 cm	32,5 cm
Frischbetonrohddichte	2,37 kg/dm ³	2,43 kg/dm ³
mittlere Druckfestigkeit am Versuchstag	33 N/mm ²	70 N/mm ²

Tabelle 3.1 : Zusammensetzung und Eigenschaften der Betone

3.2 Stahl

Für die Bewehrung wurde Betonstahl 420/500 RK und für die Klebelaschen St 37 (DIN 17 100) verwendet. Die Streckgrenze der einzelnen Flachstahlprofile wies erhebliche Unterschiede auf (s. Tabelle 3.2).

Stahlart	Streckgrenze β_S	Zugfestigkeit β_Z	E-Modul E
-	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
∅ 10 mm BSt III K	417	515	195 000
≠ 3 x 100 mm ²	251	364	208 000
≠ 6 x 50 mm ²	287	418	206 000
≠ 3 x 50 mm ²	316	415	211 000
≠ 6 x 100 mm ²	330	486	-
≠ 12 x 100 mm ²	292	448	-

Tabelle 3.2: Festigkeitseigenschaften der Stähle

3.3 Kleber

Für die Versuche wurden zwei verschiedene, gebrauchsfertig abgepackte Epoxidharzkleber verwendet. Kleber (A) ist der gleiche wie im 1. Forschungsauftrag /1/. Er wurde speziell für die Verklebung von Stahl mit Beton formuliert und wurde auch bei den EMPA-Versuchen /4/ verwendet. Im Erprobungsstadium besaß dieser Kleber die Laborbezeichnung LMB 2340/LMB 1815. Im Mai 1981 wurde er in Araldit XB 3074 umbenannt. Die Harzkomponente ist weiß und pastös, der Härter schwarz und pastös. Das Mischungsverhältnis beträgt 100 Teile Harz zu 59 Teilen Härter. Eine ausreichende Vermischung der beiden Komponenten ist durch die Gleichmäßigkeit der Graufärbung leicht zu kontrollieren.

Beim Kleber (B) handelt es sich um Eurolan-FK 22 GS. Er wurde bei der ersten deutschen Brücke aus verklebten Fertigteilsegmenten /5/ verwendet. Die Harzkomponente enthält graue Füllstoffe, der Härter ist dünnflüssig und klar. Die Konsistenz des Gemisches ist etwas steifer als die des Klebers (A). Kleber (B) ist an der Senkrechten spachtelbar. Wie die Tabelle 3.3 zeigt, unterscheiden sich die beiden Klebstoffe in ihren Festigkeitseigenschaften nur geringfügig.

	Einheit	Kleber A	Kleber B
Topfzeit bei 20° C	Min.	30 +)	30-80 +)
Druckfestigkeit DIN 53 454	N/mm ²	75 +)	98 +)
DIN 1164	N/mm ²	> 80	>80 ++)
Zugfestigkeit DIN 53 455	N/mm ²	19 +)	17 ++)
E-Modul DIN 53 457	N/mm ²	5780 +)	4280 ++)
G-Modul DIN 53 445	N/mm ²	~2500 +)	2800 ++)
DIN 54 451	N/mm ²	~ 770	~830
Aushärtend ab	°C	10 +)	2 +)

+) nach Angabe des Herstellers

++) nach /5/

Tabelle 3.3: Eigenschaften der Kleber

4. Versuche zum Studium der Einflußgrößen der Verbundfestigkeit

4.1 Versuchskörper

Der Versuchskörper ist gleichartig wie in /1/ ausgebildet und auf Bild 4.1 dargestellt. Er besteht aus zwei Betonprismen von 20 x 20 cm² Querschnitt und je 75 cm Länge, die durch zwei gegenseitig aufgeklebte Stahllaschen von 30 cm Überlappungslänge miteinander verbunden sind. Die Bewehrung von 2 ø 14 mm BSt 420/500 RK dient zur Einleitung der Zugkraft in den Beton. Die Betonprismen lagerten ab dem Entschalen unter Was-

ser. Nach 24-stündiger Trocknung unter Prüfhallenbedingungen wurden die Klebflächen gestrahlt und anschließend die ebenfalls gestrahlten Laschen aufgeklebt. Dabei wurde mit 2 Schraubzwingen ein Anpreßdruck von rund $0,15 \text{ N/mm}^2$ aufgebracht, wodurch sich eine mittlere Klebschichtdicke von $< 0,5 \text{ mm}$ einstellte.

Der in Bild 4.1 dargestellte Versuchskörper hat nach den in /1/ durchgeführten Untersuchungen (CM-Gerät) beim Kleben eine Betonfeuchte an der Oberfläche von mehr als 5%.

4.2 Messungen

Die wichtigste Meßgröße neben der Bruchlast ist der Verbund-schlupf, der in einer Relativverschiebung der Lasche gegenüber dem Beton zum Ausdruck kommt. Diese Relativverschiebung ist in der Mitte des Prüfkörpers bzw. am Anfang der Überlappungen (der Prüfkörper hat 4 Überlappungen) am größten. Am Ende der Überlappung liegen die Verschiebungen am Rande der Meßgenauigkeit. Deshalb wurden die Relativverschiebungen am Anfang von zwei gegenüberliegenden Überlappungen mit je einem induktiven Wegaufnehmer W2 TK gemessen. Während der Schwelllastphase erfolgte die Meßwertregistrierung durch einen zeit-gesteuerten Grenzwertdrucker.

4.3 Belastung

Die Belastung erfolgte frühestens 7 Tage nach dem Kleben. Ab diesem Zeitpunkt ist die vollständige Aushärtung des Klebers sichergestellt.

Zunächst wurde jeweils eine Grundlast in Höhe von 50% der zu erwartenden Kurzzeitbruchlast angefahren. Nach /1/ (Bild 3.9 und 3.10) beträgt diese Bruchlast für das 10 cm breite Laschenpaar 80 kN und für das 5 cm breite Laschenpaar 70 kN.

Anschließend erfolgte eine Schwelllastphase von 100 000 Lastwechseln mit einer Frequenz von 3,5 Hz und einer Oberlast in Höhe von 50% und einer Unterlast in Höhe von 10% der Kurzzeitbruchlast.

Danach erfolgte die stufenweise Belastung bis zum Bruch.

4.4 Versuchsergebnisse

4.4.1 Das Bruchverhalten

Die Versuchskörper mit ebener und mit konkav geneigter Klebfläche unterschieden sich deutlich im Bruchverhalten. Bei dem ebenen Versuchskörper tritt der Bruch schlagartig ohne Vorankündigung ein. Im Beton bildet sich dabei der in Bild 4.2 zu sehende Bruchkeil aus. Seine Gleitfuge tangiert den Halbkreisbogen der Bewehrung. Die Breite des Betonkeils ist gleich der Versuchskörperbreite b_b . Am hinteren Teil der Lasche verläuft die Bruchfuge parallel zur Klebschicht im Beton und hat dort auch die Breite der Lasche b_L . In diesem Bereich bleibt eine Betonschicht an der Lasche haften, die eine Dicke von knapp einem bis zu mehreren Millimetern haben kann.

Die Ursache für die Bruchkeilbildung liegt in der Bewehrung des Versuchskörpers. Da die Zugkraft in die Bewehrung eingeleitet wird, entstehen im Bereich des Halbkreisbogens bei steigender Belastung zunehmend Umlenkkräfte, die den Beton innerhalb des Bogens unter Druckspannung setzen, während der Beton außerhalb des Bogens auf Zug beansprucht ist. Nach Überschreitung der Betonzugfestigkeit entsteht die Bruchfläche senkrecht zur Resultierenden der Umlenkkräfte. Die große Breite der Bruchfläche deutet auf eine rasche Einleitung der Laschenzugkraft in den Beton hin.

Bei der Verankerung durch Klebverbund von zugbeanspruchten Laschen im Bereich von Koppelfugenrissen ist nicht mit Bruchkeilbildung zu rechnen, weil keine Umlenkkräfte entstehen. Dies bestätigen die Versuche an andersartigen Laschenkörpern, über die in /1/ und /4/ berichtet wird.

Bei den Versuchskörpern mit konisch geneigter Klebfläche kündigt sich der Bruch durch eine stark progressive Zunahme der Relativverschiebungen und ein Einreißen der Klebschicht an.

Ein Bruchkeil bildet sich nicht aus. Die Bruchfuge verläuft parallel zur Klebschicht im Beton in ähnlicher Weise wie im hinteren Laschenteil bei ebener Klebfläche.

Da dieses Bruchbild mit erheblich niedrigeren Bruchlasten verbunden ist, kann geschlossen werden, daß diese Klebungen im wesentlichen durch die linienförmig konzentrierten Zugkräfte senkrecht zur Klebschicht, sogenannte Abschälkräfte zerstört werden.

4.4.2 Die Bruchlasten

Die erreichten Bruchlasten Z_u und die dazugehörigen mittleren Verbundspannungen $\tau_{mu} = Z_u/b_L \cdot l_y$ sind in der Tabelle 4.3, Spalten 3 und 4 wiedergegeben. Die Durchführung des hier gewählten 2^4 -Faktorenversuchsplans liefert $2^4 = 16$ Meßergebnisse je Zielgröße, hier Bruchlasten und Bruchverbundspannungen. Aus diesen unübersichtlichen Zahlenwerten sollen Antworten auf folgende Fragen abgeleitet werden:

1. Welche Faktoren haben allein Einfluß auf die Bruchlast? (Direkte Wirkung)
2. Zwischen welchen Faktoren besteht eine Wechselwirkung? (Beeinflussung der Wirkung eines Faktors durch die Einstellung der anderen Faktoren)

Die Maßzahl für die direkte Wirkung eines Faktors ergibt sich aus dem Mittelwert der Unterschiede derjenigen Versuchspaarungen, bei denen der betreffende Faktor auf das hohe und auf das niedrige Niveau eingestellt ist. Üblicherweise wird dieser Mittelwert durch zwei geteilt. Die so definierte Wirkung hat die Bedeutung eines Unterschieds zwischen dem Mittelwert aller Messungen und dem Mittelwert der Messungen, bei denen der betreffende Faktor niedrig eingestellt ist. Mit den Versuchsbezeichnungen der Tabellen 2.2 und 4.3 ergibt sich somit beispielsweise die Wirkung des Faktors A zu

$$A = \frac{1}{2^4} \left[(a-(1)) + (ab-b) + (ac-c) + (ad-d) + (abc-bc) + (abd-bd) + (acd-cd) + (abcd-bcd) \right]$$

Jetzt wird der Vorteil des 2^n -Faktorenversuchsplans deutlich, der darin besteht, daß zur Ermittlung der Wirkung eines Faktors jeweils alle Versuchsergebnisse herangezogen werden. Dadurch werden die versuchsbedingten Streuungen der Einzelwerte geglättet.

Maßzahlen für Wechselwirkungen lassen sich in ähnlicher Weise berechnen. Für die Wechselwirkung A B gilt z.B.:

$$A B = \frac{1}{2^4} \left[(ab-b + abc-bc + abd - bd + abcd - bcd) - (a-(1) + ac-c + ad - d + acd - cd) \right]$$

In den Spalten 5 und 6 der Tabelle 4.3 sind die so berechneten Wirkungen und Wechselwirkungen im Schema nach /2/ eingetragen. In der Zeile 4 stehen dort die Mittelwerte aller Versuche. Der kleine Buchstabe der Versuchsbezeichnung entspricht dem großen Buchstaben des Faktors, der jeweils auf das Niveau + eingestellt ist. In der Spalte der Wirkungen steht dann jeweils um wieviel die Bruchlast ansteigt, wenn der betreffende Faktor auf das Niveau + und alle übrigen Faktoren auf ein mittleres Niveau (zwischen + und -) eingestellt sind. Sind mehrere Faktoren auf das Niveau + eingestellt, werden eventuelle Wechselwirkungen sichtbar. Die Wechselwirkungen addieren sich zu den Einzelwirkungen.

Zum Beispiel bedeutet der Wert von -6 kN in Zeile 7 (Versuchsbezeichnung: ab), Spalte 5, daß sich die mittlere Bruchlast von 95 kN um 6 kN vermindert, wenn der Faktor A (Betongüte) 70 N/mm² beträgt und gleichzeitig der Kleber (A) verwendet wird. Dazu kommen die Einzelwirkungen von Zeile 2 und 3, + 13 kN und - 10 kN. Insgesamt ist also für diese Kombination eine Bruchlast von

$$Z_u (ab) = 95 - 6 + 13 - 10 = 92 \text{ kN}$$

zu erwarten. Dies entspricht dem Mittelwert der Bruchlasten der Versuche ab, abc, abd und abcd

$$Z_u (ab) = \frac{1}{4} (35+75+110+147) = 91,75 \text{ kN.}$$

	1	2	3	4	5	6
1	Versuch Nr.	Versuchs- bezeichng.	Bruch- last	Verbund- spannung	Wirkungen	
2	-	-	Z_u	τ_{mu}	Z_u	τ_{mu}
3	-	-	kN	N/mm ²	kN	N/mm ²
4	VV 1	(1)	65	2,2	95	2,2
5	VV 2	a	105	3,5	13	0,3
6	VV 3	b	35	1,2	-10	-0,2
7	VV 4	ab	35	1,2	- 6	-0,1
8	VV 5	c	70	1,2	13	-0,3
9	VV 6	ac	135	2,3	2	-0,1
10	VV 7	bc	75	1,3	6	0,1
11	VV 8	abc	75	1,3	- 1	0
12	VV 9	d	99	3,3	20	0,7
13	VV10	ad	121	4,0	0	0
14	VV11	bd	85	2,8	9	0,1
15	VV12	abd	110	3,7	7	0,2
16	VV13	cd	106	1,8	- 2	-0,3
17	VV14	acd	137	2,3	0	0
18	VV15	bcd	115	1,9	0	0
19	VV16	abcd	147	2,5	2	0

Faktor	Bezeichnung	Niveau +	Niveau -
A	Betondruckfestigkeit	70 N/mm ²	33 N/mm ²
B	Klebstoffart	Kleber (A)	Kleber (B)
C	Verhältnis Laschen- breite zu -dicke	100:3 = 33,3	50:6 = 8,3
D	Neigung des Betonun- tergrundes	< 1 : 1000	1 : 30

Tabelle 4.3: Versuchsergebnisse der Verbundversuche

4.4.3 Einflußgrößen der Bruchlast

4.4.3.1 Neigung des Untergrundes

Die Tabelle 4.3 zeigt deutlich, daß die Neigung des Betonuntergrundes die Bruchlast am stärksten beeinflusst, sofern sie zu Zugspannungen senkrecht zur Klebfläche führt. Mit zwei Zusatzversuchen mit konkaven Betonflächen konnte gezeigt werden, daß dann keine Festigkeitseinbußen eintreten, wenn die Laschen eben bleiben und die Betonneigung durch eine entsprechend dickere, keilförmige Klebschicht ausgeglichen wird. Für die Praxis ergibt sich daraus die Folgerung, daß der Anpreßdruck über biegesteifen Lastverteilungselementen wie Kant-hölzer oder Stahlhohlprofile aufgebracht werden muß, so daß die Laschen gerade bleiben. Dann sind an die Ebenheit des Betonuntergrundes keine übertrieben hohen Anforderungen mehr zu stellen.

4.4.3.2 Die Betondruckfestigkeit

Die Betondruckfestigkeit beeinflusst die Höhe der Bruchlast deutlich. Für die einzelnen Versuche ergab sich dabei annähernd die folgende Proportionalität:

$$\frac{Z_u(\beta_{w2})}{Z_u(\beta_{w1})} = 0,6 \frac{\beta_{w2}}{\beta_{w1}}$$

für $\beta_{w2} > \beta_{w1}$.

Eine Proportionalität zwischen der Verbundbruchspannung τ_{mu} und $\beta_w^{2/3}$, wie sie analog zwischen der Betonzug- und der Betondruckfestigkeit besteht, war nicht vorhanden.

4.4.3.3 Das Seitenverhältnis der Lasche

Wie aus Tabelle 4.3 ersichtlich ist, beeinflusst das Seitenverhältnis der Lasche die Bruchlast etwa gleich stark wie die Betondruckfestigkeit. Allerdings ist mit der Verbreiterung der Lasche zwar ein Anstieg der Bruchlast aber ein Abfall der mittleren Verbundspannung verbunden.

Beim Ankleben von Laschenbewehrung wird man gewöhnlich bestrebt sein, die Klebflächen so klein wie möglich auszubilden, um den Aufwand für die Klebflächenvorbehandlung und den Klebstoffverbrauch gering zu halten. Zusammen mit den Versuchsergebnissen aus /1/ kann geschlossen werden, daß für ein bestimmtes Verhältnis von Laschenbreite zu -dicke die Klebfläche zum Minimum wird (s. Abs. 7.3).

4.4.3.4 Der Kleber

Die Art des Klebers beeinflusste die Bruchlast bei den ebenen Versuchskörpern nicht signifikant (Die Wirkungen $B = -10$ kN und $BD = 9$ kN heben sich nahezu gegenseitig auf). Bei den konkaven Versuchskörpern lieferte der Kleber (B) entsprechend höhere Bruchlasten. Da die Bruchlasten bei diesen Versuchen insgesamt stärker streuten als bei den ebenen Versuchskörpern, ist dieses Versuchsergebnis vorsichtig zu bewerten.

4.4.3.5 Wechselwirkungen

Unter Wechselwirkungen werden die Wirkungen von Versuchsparametern verstanden, die das Versuchsergebnis bei kombiniertem Auftreten zusätzlich zu ihren Einzelwirkungen beeinflussen. Außer der bereits erwähnten Wechselwirkung zwischen Klebstoffart und Oberflächenneigung, beeinflusste nur noch die Wechselwirkung $ABD = 7$ kN die Bruchlast signifikant. Sie bedeutet, daß bei hoher Betondruckfestigkeit, ebenen Klebflächen und Verwendung von Kleber (A) zusätzliche Festigkeiten zu erwarten sind.

4.4.4 Relativverschiebungen

Die Verschiebungen der Lasche gegenüber dem Beton sind auf den Bildern 4.4 bis 4.7 in Abhängigkeit von der mittleren Verbundspannung dargestellt. Der waagerechte Abschnitt der Verschiebungslinien kennzeichnet die Relativverschiebungen während der dynamischen Belastungsphase.

Man sieht, daß bei den konischen Versuchskörpern VV 1 - VV 8 (Bild 4.4 und 4.5) die Verschiebungen erheblich größer sind als bei den ebenen Versuchskörpern. Auch die Streuungen bei den einzelnen Versuchen sind größer, ohne daß daran die Wirkung einer Versuchsvariablen zu erkennen wäre.

Bei den ebenen Versuchskörpern verlaufen die Verschiebungslinien angenähert geradlinig bis in Bruchnähe (s. Bild 4.6 u. 4.7). Hier ist nur der Versuchsparameter Seitenverhältnis der Lasche von signifikantem Einfluß. Bei den schmalen Laschen sind die Verschiebungen kleiner.

Die Relativverschiebungen während der dynamischen Belastungsphase sind auf den Bildern 4.8 bis 4.12 in Abhängigkeit von der Lastspielzahl $\log N$ aufgetragen. Die fehlenden Versuche mit konischer Klebfläche besaßen keine Dauerschwingfestigkeit. Bei den konischen Versuchen VV 5, VV 7 und VV 8 ist eine progressive Verweichung festzustellen.

Die ebenen Versuchskörper besitzen nahezu waagerechte Verschiebungslinien, d.h. es tritt keine Verweichung ein.

4.4.5 Karbonatisierung des Betons

Der Einfluß der Karbonatisierung des Betons wurde an einem ebenen Versuchskörper aus B 25 nach Bild 4.1 geprüft. Nach 14-tägiger Lagerung in Kohlendioxidgas betrug die Karbonatisierungstiefe der Klebflächen nach dem Strahlen noch i.M. 5 mm. Das Strahlen, Kleben und Belasten erfolgte nach der Karbonatisierung wie bei den anderen Versuchen. Die Bruchlast lag mit 103 kN zwar um 7 kN unter der mittleren Bruchlast der vergleichbaren Versuche VV 13 und VV 15, aber u.E. damit noch im zu erwartenden Streubereich (s./1/).

5. Langzeitversuche

5.1 Versuchskörper

Als Versuchskörper wurde ein Druckscherkörper mit symmetrischer Doppellasche gewählt (s. Bild 5.1). Er besteht aus zwei Betonprismen von $15 \times 15 \text{ cm}^2$ Querschnitt und je 35 cm Länge, die durch zwei gegenseitig aufgeklebte Stahllaschen von je 300 mm^2

Querschnitt miteinander verbunden sind. Es wurden zwei Überlappungslängen untersucht: 10 und 20 cm. Die Betongüte entsprach B 25. Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte wie in Abs. 4.1 beschrieben.

5.2 Messungen

Gemessen werden sollten die Relativverschiebungen der Lasche gegenüber dem Beton. Dazu wurden je Versuchskörper 8 Meßstrecken für einen Setzdehnungsmesser von 50 mm Meßbasis und einer Ablesegenauigkeit von 0,001 mm eingerichtet (s. Bild 5.1). Die Ablesungen erfolgen in logarithmischen Zeitabständen, d.h. 1, 7, 15, 30, 60, 120, 240, 480 Minuten, 1, 2, 4, 8 usw. Tage nach dem Belasten.

5.3 Belastung

5.3.1 Kurzzeithelastung

Zunächst wurde je 1 Versuchskörper des Versuchsprogramms in einer Druckprüfmaschine nach einer Erhärtungszeit des Klebers von 2 Tagen zügig bis zum Bruch belastet. Tabelle 5.2 zeigt die so ermittelten Kurzzeitbruchlasten (Abmessungen s. Tab.5.3)

Versuch Nr.	Bruchlast		Verbundspannung bei Dauerlast
	Kleber (A)	Kleber (B)	
-	kN	kN	N/mm ²
1	105	100	1,5
2	76	78	2,3
3	110	50 ⁺⁾	1,5
4	90	67	2,0
5	74	77	2,2
6	110	128	0,75

+) Kleber nicht ausgehärtet

Tabelle 5.2: Ergebnisse der Kurzzeitversuche

Außerdem sind die gewählten Verbundspannungen bei Dauerlast angegeben. Diese ergeben sich beim Versuch 1-5 aus dem 0,6-fachen der mittleren Bruchlast und beim Versuch 6 aus dem 0,3-fachen der mittleren Bruchlast des jeweiligen Versuchskörperpaares.

Der Bruch trat in allen Fällen nicht durch Abscheren der Laschen sondern durch Spaltzugkräfte im Beton auf (s. Bild 5.3). Dieses Bruchverhalten, welches durch die Art des Versuchskörpers begründet ist, stellt für die Langzeitversuche keinen Mangel dar, da die Dauerlast zum Aufspalten des Betons nicht ausreicht.

5.3.2 Dauerlast

Die Dauerlast wurde im Normklima 20/65 in Druckprüfständen für Kriechversuche an Beton aufgebracht (s. Bild 5.4). Das Lastniveau wird mittels Preßluftflaschen von den Längenänderungen der Prüfkörper unabhängig gehalten. In einem Versuchstand stehen jeweils die zwei Versuchskörper A und B unter gleicher Last (s. Tabelle 5.2) übereinander. Die Buchstaben A und B kennzeichnen wieder die Kleber, die für die jeweiligen Versuchskörper verwendet worden waren.

5.4 Versuchsergebnisse

Die gemessenen Relativverschiebungen sind auf den Bildern 5.5 - 5.7 in Abhängigkeit von der Belastungszeit mit den Symbolen der Tabelle 5.3 dargestellt.

Versuch Nr.	Symbol	l_v	b_L	d	τ_m	Bemerkungen
-	-	mm	mm	mm	N/mm ²	-
1 A 1 B	■ □	200	100	0,5	1,5	
2 A 2 B	x	200	50	0,5	2,3	Bruch beim Belasten Bruch nach 26 Tagen
3 A 3 B	◆ ◇	200	100	5,0	1,5	
4 A 4 B	▼ ▽	200	50	5,0	2,0	nach 60 Tagen erneut belastet Bruch nach 32 Tagen
5 A 5 B	▲ △	100	100	0,5	2,2	nach 1 Tag erneut belastet Bruch nach 1 Tag
6 A 6 B	● ○	200	100	0,5	0,79	

Tabelle 5.3: Angaben zu den Langzeitversuchen

Man erkennt, daß die zeitabhängigen Verformungen über 256 Tage im Verhältnis zur lastabhängigen Verformung klein sind und bei der Mehrzahl der Versuche eine leicht abnehmende Tendenz aufweisen. Vereinzelt werden dadurch bereits paradoxerweise die lastabhängigen Anfangsverformungen unterschritten.

Der Bruch beim Versuch 2 A trat beim Belasten ein. Das Bruchbild glich dem der Kurzzeitversuche. 4 weitere Brüche erfolgten nach einer Belastungszeit zwischen einem und 56 Tagen. Hier erfolgte der Bruch in der Betongrenzschicht in gleicher Weise wie bei den Zugscherversuchen (ohne Bruchkeil!). Die bisher erfolgten Brüche unter Dauerlast traten bei den Versuchen ein, bei denen entweder wegen der kleinen Laschenbreite $b_L = 50 \text{ mm}$ (Versuche Nr. 2 A, 2 B und 4 B) oder wegen der kurzen Laschenlänge $l_v = 100 \text{ mm}$ (Versuch 5 B) die aufgebrachte Dauerlast in Höhe von 60% der Kurzzeitbruchlast eine relativ hohe mittlere Verbundspannung ergab. Es scheint also die Höhe der mittleren Verbundspannung für die Dauerfestigkeit maßgeblich zu sein. Ein signifikanter Einfluß der übrigen Versuchsparameter (Klebstoffart und Klebschichtdicke) ist noch nicht erkennbar.

Die Belastung wird fortgesetzt.

6. Hauptversuche

6.1 Versuchskörper

Die unverstärkten Versuchskörper sind gleichartig wie in /1/ ausgebildet und auf Bild 6.1 dargestellt. Die Betondruckfestigkeit bei Versuchsbeginn betrug i.M. 35 N/mm^2 . Die Versuchskörper haben eine Länge von 3,40 m, eine Breite von 50 cm und eine Höhe von 15 cm. Die zweilagige Bewehrung besteht aus je 2 $\emptyset 10 \text{ mm}$ BSt. 420/500 RK. Dies entspricht, ebenso wie in /1/, einem Bewehrungsgrad von 0,42%.

Die Betonüberdeckung beträgt 3 cm. Die Versuchskörper wurden

auf der Breitseite liegend betoniert und 7 Tage feucht gehalten. Das Kleben erfolgte ab einem Betonalter von 4 Wochen; die Belastung frühestens 1 Woche später in einem Betonalter zwischen 33 und 69 Tagen.

Die Zugfestigkeit des Betons wurde aus der Erstrißkraft berechnet. Der Zugelastizitätsmodul des Betons wurde mittels der Zugkraft-Dehnungsdiagramme bei Erstbelastung bestimmt. Aus der Sekantendehnsteifigkeit K_{Di} bei einem Drittel der Rißlast wurde E_{bZ} näherungsweise nach der Beziehung

$$E_{bZ} = \frac{\sigma_{bZ}}{\epsilon} = \frac{K_{Di}}{F_b}$$

errechnet, wobei der Einfluß der Laschen und Bewehrung vernachlässigt wurde. Die Kenndaten der Hauptversuche sind in der Tabelle 6.2 zusammengestellt.

Der Zugkörper erhielt durch eine 1 cm dicke Hartschaumplatte eine mittige Trennfuge, die das Messen der Stahlspannungen im Riß ermöglichen sollte.

Die Zugkrafteinleitung erfolgte über stählerne Kopfplatten von 40 mm Dicke, Auf die Kopfplatten war ein Doppelauge mit 50 mm Bohrung aufgeschweißt. Die Verbindung mit der Belastungseinrichtung erfolgte über allseitig drehbare Gelenkaugen.

Die durchgehende Bewehrung von 4 ϕ 10 mm, die Zulagebewehrung der Krafteinleitungsbereiche von 6 ϕ 10 mm und die Laschen wurden mit den Kopfplatten verschweißt. Die Zulagebewehrung sollte eine rasche Einleitung der Zugkraft in den Beton bewirken, um auf diese Weise eine möglichst große, ungestörte Meß- und Beobachtungslänge zu erhalten. Durch das Anschweißen der Laschen an die Kopfplatten wurden die Verhältnisse eines unendlich langen Zuggliedes bzw. eines Streifenabschnitts aus der Bodenplatte einer Hohlkastenbrücke erzeugt.

	Einheit	HV 5	HV 6	HV 7	HV 8
<u>Beton:</u>		einseitige Verstärkung			
Betonalter	Tage	54	69	33	41
β_w	N/mm ²	33	35	35	36
$\beta_{Z,min}$ (Versuchsk.)	N/mm ²	1,43	1,71	1,33	1,51
E_Z	kN/mm ²	23,7	29,8	22,2	25,1
$n_Z = E_s : E_Z$	-	8,6	6,9	9,2	8,2
<u>Laschenverstärkung</u>					
A_L	mm ²	1 ∇ 6x100	1 ∇ 3x100 2 3x 50	1 ∇ 6x100	1 ∇ 12x100
$\beta_{S,L}$	N/mm ²	330	283	330	292
$\eta = A_L : A_S$	-	1,9	1,9	1,9	3,8
ges. $\mu = (A_L + A_S) : A_B$	%	1,2	1,2	1,2	2,0
<u>Belastung</u>					
Strecklast Z_{US}	kN	329	301	329	481
Oberlast Z_O	kN	160	169	48	150
Oberlast Z_O	% Z_{US}	49	56	15	31
Lastspiele	-	213000	244000	430000	300000
Bezogene Oberlast					
$\bar{Z} = Z_O (A_L + A_S)$	N/mm ²	175	185	52	99
Schwingbreite ΔZ	N/mm ²	73	81	45	40
Bruchlast	kN	369	272	280	267
Bruchart	-	Stahlfließen	Stahlfließen	Verbundbruch	Verbundbruch
<u>End- Rißabstand</u>					
Verstärkte S.	cm	15	15	12	15
Unverstärkte S.	cm	27	20	22	27

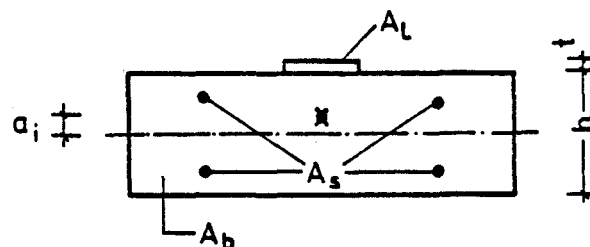
Tabelle 6.2: Kenndaten der Hauptversuche

Die im Versuchsprogramm vorgesehene Behinderung der Durchbiegung ließ sich wie folgt realisieren: Bei den Versuchskörpern HV 5 und HV 6 wurden zunächst die Verstärkungslaschen auf die Betonieroberseite aufgeklebt und mit den Kopfplatten verschweißt. Anschließend wurden gleichartige Laschen, sogenannte Hilfslaschen, auf der gegenüberliegenden Seite an die Kopfplatten angeschweißt. Für den zu untersuchenden Querschnitt sind diese Laschen wegen des fehlenden Verbundes ohne unmittelbaren Einfluß auf die Rißbildung. Bei Belastung verhindern sie jedoch einerseits eine Verdrehung der Kopfplatten und andererseits behindern sie die Durchbiegung durch ihre Zugbandwirkung, so daß sich eine Verformung nach Bild 6.3a einstellt.

Bei den Versuchskörpern HV 7 und HV 8 wurden nur einseitig Verstärkungslaschen aufgeklebt. Dadurch verschiebt sich der ideelle Schwerpunkt des Verbundquerschnitts um das Maß "a" zum verstärkten Rand hin. Aus der zentrischen Normalkraft resultiert dann ein zusätzliches Moment $M = N \cdot a_i$. Der innere Hebelarm a_i beträgt

$$\text{im Zustand I: } a_{iV} = \frac{n A_L (h+t)}{2 [A_b + n(2A_s + A_L)]}$$

$$\text{im Zustand II: } a_{iR} = \frac{A_L (h+t)}{2 (2A_s + A_L)}$$



Dieses Moment bewirkt die in Bild 6.3b idealisiert dargestellte Durchbiegung, welche von den Versuchen recht gut bestätigt wurde.

6.2 Versuchsdurchführung

Die Versuchsdurchführung unterschied sich von /1/ dadurch, daß alle Laschen vor der Erstbelastung aufgeklebt wurden. Der Versuchskörper entspricht dadurch insofern nicht den Verhältnissen am Koppelfugenriß, als daß an der Trennfuge des Versuchskörpers der Verbund zwischen Beton und Bewehrung vor der Sanierung noch nicht vorbeansprucht, also ungestört ist. Das Kleben der Laschen außerhalb der Belastungseinrichtung bedeutet jedoch eine so wesentliche Erleichterung bei der Versuchsdurchführung, daß diese Abweichung, deren Auswirkung auf die Meßgrößen gering ist, vertretbar erschien.

Die Versuchskörper wurden senkrecht in einen Zugprüfrahmen eingebaut. Dann wurde die Belastung zunächst bis zur Reißlast gesteigert. Anschließend erfolgte eine stufenweise Laststeigerung bis eine mittlere Dehnung von $0,6 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$, entsprechend einem Temperaturzwang von ca. 60 K, erreicht war. Die dazugehörige Normalkraft war die Oberlast einer anschließenden Zugschwellbeanspruchung, die sich bei einer Frequenz von 0,5 Hz über 200 000 bis 400 000 Lastwechsel erstreckte. Durch die Schwellbelastung wurde gleichsam zeitraffend das Reißbild ausgeprägt. Die Unterlast betrug 60% der Oberlast. Schließlich wurden die Körper in Stufen von ca. 20 kN bis zum Bruch belastet.

6.3 Messungen

6.3.1 Reißmessungen

Die Entwicklung des Reißbildes wurde auf den beiden Breitseiten des Versuchskörpers verfolgt. Die Reißbreiten wurden auf 4 Meßlinien von 2,40 m Länge oberhalb der vier durchlaufenden Bewehrungsstäbe gemessen. Die erste Messung nach dem Ent-

stehen eines Risses erfolgte mit einer Fernsehkamera, ausgestattet mit einem Makroobjektiv, auf einem TV-Monitor, wo der Riß rund 60-fach vergrößert erschien. Die Erstrißbreite wurde dann am Bildschirm mit einem geeichten Maßstab gemessen. Dadurch ist eine Meßgenauigkeit von 0,02 mm möglich. Anschließend wurden wie in /1/ auf beiden Rißufern Meßpunkte für einen Setzdehnungsmesser, mit 0,001 mm Teilung und einer Meßbasislänge von 50 mm geklebt. Damit wurden dann die Rißbreitenänderungen gemessen. Die Breitenänderungen der Trennfuge wurden auf beiden Seiten mit je einem induktiven Wegaufnehmer gemessen. Diese Messung lieferte in der Regel die maximale Rißbreite.

6.3.2 Betondehnungsmessungen

Die Messung der mittleren Betondehnungen ϵ_m über die Risse hinweg erfolgte ebenfalls an den Breitseiten über eine Meßbasislänge von 2,40 m mit je einem induktiven Wegaufnehmer. Die gemessenen Längenänderungen wurden kraft- und zeitabhängig mit Kompensographen aufgezeichnet.

6.3.3 Stahldehnungsmessungen

Im Bereich der 1 cm breiten Trennfuge wurden auf die 4 durchgehenden Bewehrungsstäbe Dehnmeßstreifen aufgeklebt. Die Stahllaschen erhielten in gleicher Höhe jeweils zwei Dehnmeßstreifen, die gegenüberliegend auf die Mitte der Breitseiten der Laschen geklebt wurden. Aus den gemessenen Dehnungen ist die Berechnung der Stahlspannungen im Riß und im Falle der Stahllaschen auch die der Spannungsverteilung über die Laschenstärke möglich. Die Dehnungsverhältnisse geben darüber hinaus Aufschluß über die Lastaufteilung zwischen Laschen- und Stabstahlbewehrung. Aus den Unterschieden zwischen der so gemessenen und einer rein geometrischen Lastaufteilung kann auf den Wirkungsgrad der Laschenverstärkung und auf die relative Qualität des Klebverbundes geschlossen werden. Denn die durch einen steiferen Verbund bewirkte raschere Krafteinleitung vom Stahl in den Beton führt zu einer höheren Stahldehnung im Riß als im umgekehrten Falle.

6.4 Versuchsergebnisse bei behinderter Durchbiegung Versuche HV 5 und HV 6

6.4.1 Normalkraft-Dehnungsverlauf

Die mittleren Dehnungen der verstärkten und der unverstärkten Seite waren im Rahmen der Meßgenauigkeit gleich groß, wodurch das angenommene Verformungsverhalten nach Bild 6.3a bestätigt wird. Auf den Bildern 6.4 und 6.5 sind die Dehnungen beider Seiten gemittelt und in Abhängigkeit von der Normalkraft aufgetragen. Diese Normalkraft entspricht der angelegten Pressenkraft vermindert um den Zugkraftanteil, der von den Hilfslaschen aufgenommen wird. Dieser Lastanteil ließ sich aus den gemessenen Dehnungen der Hilfslaschen berechnen.

In den Bildern ist außerdem die Arbeitslinie des Stahls allein unter Annahme eines idealisiert bilineareren Werkstoffgesetzes für Laschen- und Bewehrungsstahl eingezeichnet. Als E-Moduli wurden die tatsächlichen Werte nach Tabelle 3.2 berücksichtigt. Die Knickpunkte ergeben sich aus den unterschiedlich hohen Fließgrenzen von Laschen- und Bewehrungsstahl. Aus der Dehnungsdifferenz zwischen der rechnerischen und der gemessenen Zugkraft-Dehnungs-Linie ist die Mitwirkung des Betons auf Zug ablesbar.

Die hier vorgenommene kraftabhängige Beanspruchung ist mit einer $N(\epsilon_m)$ -Treppenlinie verbunden, die bis zur Strecklast reicht. Die abgebildete Linie stellt die äußere Umhüllende dieser Treppenlinie dar. Die Krümmung dieser Linie nimmt mit der Zahl der Risse zu und geht in Höhe der Fließgrenze in eine Horizontale über. Diese Horizontale liegt beim Versuch HV 5 über und beim Versuch HV 6 unter der theoretischen Linie. Das ist i.w. auf die schon in /1/ beobachteten, großen Streuungen der Streckgrenzenwerte des Laschenmaterials zurückzuführen.

Beim Versuch HV 6 wurde gegenüber dem Versuch HV 5 die Breite der Laschen verdoppelt ohne den Laschenquerschnitt zu verändern. Vergleicht man nun die beiden Normalkraft-Dehnungslinien miteinander, so sieht man, daß die Laschenbreite hier ohne signifikanten Einfluß war. Beide Linien entsprechen darüber hinaus den Linien bei symmetrischer Verstärkung /1/ bei entsprechendem geometrischen Verstärkungsgrad.

6.4.2 Rißverhalten

Die Bilder 6.6 und 6.7 zeigen die Rißbilder im Bruchzustand; die gestrichelten Risse sind erst nach der Dauerschwellbeanspruchung in Bruchnähe entstanden. Die Rißbildung ist mit der Dauerschwellbeanspruchung i.w. abgeschlossen gewesen.

6.4.2.1 Entwicklung der Rißbreiten

Auf den Bildern 6.8 und 6.9 sind die mittleren und die maximalen Rißbreiten in Abhängigkeit von der auf den Gesamtstahlquerschnitt bezogenen Normalkraft getrennt für die verstärkte und für die unverstärkte Seite dargestellt. Die Rißbreiten wurden auf den in den Bildern 6.6 und 6.7 mit ML bezeichneten Meßlinien gemessen.

Die Rißbreiten auf der unverstärkten Seite sind erwartungsgemäß erheblich größer als auf der verstärkten Seite. Nach /1/ kann die Rißbreitenbeschränkung im Falle kurzzeitig wirkenden Zwanges nach der mittleren Rißbreite w_m erfolgen. Die zulässigen Rißbreiten w_m betragen je nach den Umweltbedingungen 0,1 bis 0,2 mm. Dieser Wert wird von der hier maßgebenden unverstärkten Seite bis zu einer bezogenen Normalkraft von 100 N/mm^2 entsprechend einem Temperaturzwang von rund 30 K eingehalten. Dabei wirkt sich eine geringere Laschenbreite günstig aus.

Bei langandauerndem Zwang muß die Rißbreitenbeschränkung nach dem 95%-Fraktilenwert $w_{95\%}$ erfolgen. Für $w_{95\%}$ wird nach /1/

näherungsweise $w_{95\%} \sim \max w \sim 2 w_m$ gesetzt. Auf Bild 6.10 sind die Werte von $\max w$ auf der verstärkten Seite der neuen, einseitig verstärkten Versuchskörper im Vergleich zu einem mit Stabstahl verstärkten Versuchskörper nach /3/ dargestellt. Man erkennt hier, daß die maximale Rißbreite bei den laschenverstärkten Versuchskörpern insgesamt etwas größer ist als bei dem Nullversuch mit gleichem Bewehrungsgehalt in Form von Stabstahl. Hierbei ist zu bedenken, daß die Rißbreite u.a. auch von der Betondeckung abhängig ist. Bei aufgeklebten Laschen wirkt sich statt dessen die seitliche Entfernung von der Lasche aus. Bei den Versuchen wurde die Rißbreite grundsätzlich über der Bewehrung (Betondeckung: 3 cm) gemessen, weil gerade dort die Rißbreite wegen des Korrosionsschutzes zu beschränken ist. Der seitliche Abstand der Rißmeßlinien zu den Laschen ist jedoch mit 7,5 cm erheblich größer als die Betondeckung. Nach Bild 6.17 ist die maximale Rißbreite bei den Versuchen HV 5 bis HV 7 bis zur Streckgrenze des Laschenstahls unterhalb des vertretbaren Wertes von 0,3 mm geblieben. Durch den Versuch HV 8 haben sich einseitige Verstärkungsgrade von $\eta > 2$ bei frei verformbarer Lagerung als ungeeignet erwiesen.

6.4.2.2 Rißabstand

Der Rißabstand kann als Maß für die Qualität des Verbundes gelten. Auf Bild 6.11 ist der Rißabstand als Funktion der auf den Gesamtstahlquerschnitt bezogenen Normalkraft getrennt für die verstärkte und die unverstärkte Seite dargestellt. Man erkennt, daß auf der verstärkten Seite wegen des dort vorhandenen hohen Bewehrungsgehaltes der Endrißabstand bereits nach der Dauerschwingphase erreicht wird, während sich auf der unverstärkten Seite ein am Ende größerer Endrißabstand erst allmählich einstellt.

Nach Rehm und Martin /6/ ist der Endrißabstand a_{me} eine Funktion von d_s/μ . Bei geklebten Laschen tritt nach /1/ an die Stelle von d_s/μ der Ausdruck

$$\frac{4(A_L + A_S)}{\text{ges } \mu(us + b_L)} = \frac{4 A_b}{us + b_L} ,$$

mit A_L, A_S, A_b : Querschnittsfläche von Laschen,
Stabstahl und Beton

u_s : Umfang der Stahlstäbe

b_L : Breite der Laschen

Auf Bild 6.12 sind die Endrißabstände aller Versuche eingezeichnet und mit der Beziehung von Falkner /7/ für zentrischen Zug verglichen. Mit einer Ausnahme (HV 6) liegen sie alle unterhalb der Falknerschen Geraden für Rippenstahlbewehrung. Dies bedeutet, daß sich in dieser Beziehung der laschenverstärkte Beton günstiger verhält: Bei einer Laschenverstärkung stellen sich kleinere Rißabstände ein.

6.4.2.3 Stahlspannung im Riß

Die Stahlspannung im Riß ist nur bei einheitlicher Bewehrung mit gleichem Stabdurchmesser und bei zentrischer Belastung gleich der auf den Stahlquerschnitt bezogenen Normalkraft. Bei exzentrischer Belastung entsteht eine über die Querschnittshöhe veränderliche Dehnungsverteilung. Bei ungleicher Verbundqualität weisen die Bewehrungsanteile mit kürzerer Lasteintragslänge, d.h. mit steiferem Verbund, höhere Dehnungen im Riß auf. Wie sich diese beiden Effekte bei den Versuchen überlagern, zeigen die Bilder 6.13 und 6.14.

Man erkennt zunächst, daß die Stabstahlbewehrung auf der verstärkten Seite deutlich durch die aufgeklebten Laschen entlastet wird. Diese Entlastung verstärkt sich noch im Zuge der Dauerschwellbeanspruchung. Hierbei wird auch die Stabstahlbewehrung auf der unverstärkten Seite entlastet. Die Lastumlagerungen während der Dauerschwellbelastung werden bei weiterer Laststeigerung wieder aufgehoben. Die mittlere Stahldehnung der angeklebten Lasche im Riß ist deutlich größer als die Dehnung der freien Hilfslaschen. Hierdurch wird die Wir-

kung des Verbundes und die Mitwirkung des Betons auf Zug sichtbar. Ein bewertender Vergleich der Verbundeigenschaften von Klebelaschen und Stabstahl erscheint wegen der nicht bekannten Kräfteverteilung schwierig.

6.5 Versuchsergebnisse bei unbehinderter Durchbiegung

- Versuche HV 7 und HV 8 -

6.5.1 Last-Dehnungsverlauf

Die Wirkung des exzentrischen Lastangriffs wird durch die großen Dehnungsunterschiede zwischen der verstärkten und der unverstärkten Seite deutlich (s. Bild 6.15 und 6.16). Wider Erwarten fiel der Dehnungsunterschied beim Versuch HV 8 trotz des größeren Laschenquerschnitts geringer aus. Eine mögliche Erklärung ist die nicht mehr zu vernachlässigende Biegesteifigkeit der Lasche mit einer Dicke von 12 mm.

Der Bruch erfolgte nach dem Überschreiten der Streckgrenze der Stabstahlbewehrung auf der unverstärkten Seite durch schlagartiges Ablösen der Lasche vom Beton. Es konnte beobachtet werden, daß dieser Verbundbruch von der Versuchskörpermitte ausging und sofort zu den beiden Enden hin durchschlug. Da die Stahlspannungen in der Lasche und somit auch die Verbundspannungen zu diesem Zeitpunkt noch klein waren (s. Bilder 6.16 und 6.17), ist anzunehmen, daß die starke Durchbiegung zu Zugspannungen senkrecht zur Klebschicht führten, die diesen Verbundbruch bewirkten.

Die Durchbiegungen sind auf Bild 6.19 dargestellt. Sie nahmen sowohl mit der Last als auch im Zuge der dynamischen Beanspruchung stark progressiv zu und erreichten am Ende der Dauer-schwellphase bereits einen Betrag von rund 1/17 l.

6.5.2 Rißverhalten

Ein Vergleich der Rißbilder der beiden Versuchskörpertypen (Bilder 6.9 - 6.12) zeigt, daß bei den Versuchen mit unbehinderter Durchbiegung der Rißabstand auf der nicht verstärkten

Seite deutlich größer ist als bei den Versuchen mit behinderter Durchbiegung. Bei ersteren erreichte die Stahlspannung im Riß die Streckgrenze, bevor sich das Rißbild voll entwickeln konnte.

6.5.2.1 Entwicklung der Rißbreiten

Die mittlere und die maximale Rißbreite ist auf den Bildern 6.21 u. 6.22 in Abhängigkeit von der auf den Gesamtstahlquerschnitt bezogenen Normalkraft dargestellt. Der Unterschied zwischen der verstärkten und der unverstärkten Seite ist hier noch größer als bei den durchbiegungsbehinderten Versuchen. Anforderungen der Rißbreitenbeschränkung sind nur in Grenzen von der verstärkten Seite zu erfüllen (s. Bild 6.10.).

6.5.2.2 Stahldehnungen im Riß

Die Messungen der Stahldehnungen im Riß bestätigten die Erkenntnisse, die bereits aus den mittleren Dehnungen gewonnen wurden: Mit der Erstrißkraft wird auf der unverstärkten Seite bereits die Streckgrenze der Bewehrung erreicht; die angeklebte Stahllasche wird kaum zum Tragen herangezogen (s. Bilder 6.16 u. 6.17).

7. Folgerungen aus den Versuchsergebnissen

7.1 Anforderungen an die Ebenheit des Betonuntergrundes

Das Herstellen von ebenen Klebflächen auf der Oberseite der Bodenplatte von Hohlkastenbrücken kann mit sehr großem Aufwand verbunden, ja unter Umständen unmöglich sein. Die Versuche haben ergeben, daß Unebenheiten dann vertretbar sind, wenn sie durch eine bereichsweise dickere Klebschicht ausgeglichen werden können, so daß die Stahllasche selbst gerade bleibt. Dies ist durch biegesteife Lastverteilungselemente beim Aufbringen des Anpreßdruckes sicherzustellen. Unter die-

ser Voraussetzung erscheinen örtliche Klebschichtdicken bis 15 mm sowohl von der Standfestigkeit des frischen Klebers her machbar als auch von der Tragfähigkeit der ausgehärteten Klebung her vertretbar.

7.2 Auswahl des Klebers

Von den beiden untersuchten Epoxidharzklebern ist der eine, (A), speziell für das Ankleben von äußerer Bewehrung /4/ entwickelt worden, während sich der andere - ursprünglich als Betonbeschichtungsmaterial konzipiert - im Segmentbrückenbau /5/ bewährt hat. Im Kurzzeitversuch, unter dynamischer und unter 256tägiger Dauerlast ergaben sich nur geringfügige Unterschiede zwischen den beiden Klebern. Daraus ist zu folgern, daß bei künftigen Anwendungen ein Wettbewerb verschiedener Klebstoffanbieter denkbar wird. Die Brauchbarkeit wäre dann jeweils durch Eignungsversuche analog zu /1/ nachzuweisen.

Größere Unterschiede zwischen verschiedenen Klebern sind insbesondere bei höheren Temperaturen bei der Handhabung und Applikation und bei sehr langer Dauerlast zu erwarten. Bei sehr langer Dauerlast ist nämlich durch Wasserdampfdiffusion in der Klebschicht Korrosion der Stahlklebfläche und dadurch in der Folge ein Nachlassen der Adhäsion denkbar /8/. Die Diffusionsgeschwindigkeit hängt u.a. von der Art des Klebstoffes ab. Gerade zu dieser Fragestellung befindet sich in unserem Institut ein Forschungsvorhaben in Arbeit, in dem eine Zeitraffung durch feucht-warmes Klima für die Auswahl von Klebern erprobt werden soll.

7.3 Optimierung des Seitenverhältnisses der Lasche

Man kann davon ausgehen, daß der Arbeitsaufwand für die Klebflächenvorbehandlung und der Klebstoffverbrauch linear mit der Klebfläche A_K ansteigt. Es ist nun zu prüfen, ob für einen vorgegebenen Laschenquerschnitt A_L durch Optimierung der Laschenbreite b_L (bzw. des Seitenverhältnisses b_L/t_L) die Kleb-

fläche minimalisiert werden kann. Die qualitativen Zusammenhänge dieser Größen unter Einbeziehung der Versuchsergebnisse aus /1/, /4/ und /9/ sind auf Bild 7.1 in dimensionsloser Form dargestellt.

Für die Abszisse wurde das Verhältnis der Laschenbreite b_L zur Betonbreite b_b gewählt. Für $b_L = b_b$ wird die aufnehmbare Zugkraft zum Maximum $\max Z$: Die gesamte Betonfläche ist mit Stahl beklebt. Die dazugehörige Klebfläche für eine gewählte Verbundlänge ℓ_v^* ist $\max A_K = \ell_v^* \cdot b_b$. Die Linie für $Z/\max Z$ leitet sich aus den Versuchsergebnissen ab. Will man nun bei $b_L/b_b < 1$ die Zugkraft $\max Z$ aufbringen, muß man die Verbundlänge ℓ_v vergrößern. Die zu dem neuen $\ell_v > \ell_v^*$ gehörende Klebfläche A_K (bezogen auf $\max A_K$) ist durch ein aus Versuchswerten abgeleitetes Streuband dargestellt. Man erkennt, daß für die Klebfläche ein Minimum existiert, welches bei den Versuchskörperabmessungen zwischen 0,25 und 0,5 b_L/b_b lag. Wie weit eine Übertragung auf andere Abmessungen möglich ist, muß noch geprüft werden.

7.4 Einseitige Verstärkungen

Bei der Sanierung von Koppelfugenschäden sollen die angeklebten Stahllaschen in der Regel zwei Aufgaben erfüllen: 1.) Die im Zustand II vorhandene Schwingbreite im gekoppelten Spannstahl auf das zulässige Maß zu reduzieren und 2.) die Rißbreite bei erneutem Zwang zu beschränken. Die Versuche mit beidseitigen Stahllaschen /1/ haben gezeigt, daß beide Aufgaben mit beidseitigen Laschen gut gelöst werden können, weil sich die Laschen zumindest bis zu einem Verstärkungsgrad von $\eta=4$ ähnlich wie Rippenstäbe verhalten.

Bei einseitiger Laschenanordnung hängt der Sanierungserfolg in sehr starkem Maße von der Verformbarkeit des Betonbauteils senkrecht zur Klebschicht, bisher Durchbiegung genannt, ab.

Die Bodenplatten von Hohlkastenbrücken können in der Nähe der Stege als unverformbar angesehen werden. Hier ist eine einseitige Verstärkung der beidseitigen nahezu gleichwertig. Lediglich die Rißbreite auf der unverstärkten Seite ist größer als bei symmetrischer Verstärkung.

Die Durchbiegungsbehinderung durch die Stege nimmt zur Mitte der Bodenplatte hin ab. Im mittleren Bereich von breiten Hohlkästen sind deshalb Durchbiegungen bei einseitiger Laschenverstärkung möglich. Die Verhältnisse werden wegen der Plattenwirkung dort jedoch immer noch günstiger als bei unserem frei verformbaren Versuchskörper sein.

Da die Wirkung einer einseitigen Verstärkung bei freier Verformbarkeit insgesamt eine Verschlechterung hinsichtlich der Rißbreite auf der unverstärkten Seite gegenüber dem unspanierten Zustand bedeutet, ist im Zweifelsfalle eine Verformungsberechnung durchzuführen. Für die Begrenzung der Schwingbreite im Koppelanker ist es ohnehin belanglos, ob beid- oder nur einseitig verstärkt wird. Eine Verformungsberechnung kann näherungsweise nach dem Ansatz von Girkmann /10/ für den unendlich langen, beidseitig gelenkig gestützten Plattenstreifen unter Angriff von zwei Einzelmomenten erfolgen, s. Bild 7.2. Für die Durchbiegung w existiert hier eine geschlossene Lösung der Form:

$$w = \frac{M y}{8 \pi K} \ln \frac{\operatorname{ch} \frac{\pi y}{a} - \cos \frac{\pi (x+u)}{a}}{\operatorname{ch} \frac{\pi y}{a} - \cos \frac{\pi (x-u)}{a}}$$

Hierin bedeuten u den Abstand des Momentenangriffs vom Rand, a die Plattenbreite und K die Plattensteifigkeit. Den Einfluß von u und a auf die maximale Durchbiegung zeigen die Bilder 7.3 und 7.4. Man erkennt, daß die Durchbiegung zunächst nahezu linear mit dem Abstand u der Lasche vom Rand zunimmt und

betragsmäßig monoton mit der Plattenbreite a ansteigt. Deshalb läßt sich eine allgemeingültige Empfehlung für die Anordnung der Laschen nicht angeben. Im Zweifelsfalle sollte deshalb durch eine Rechnung nachgewiesen werden, daß $\max w$ unter rechnerischer Gebrauchslast der Lasche kleiner als 5 mm bleibt. Auf Anlage 1 ist für den Verstärkungsgrad 2 des HV 7 ein Rechenbeispiel angegeben. Die berechnete Durchbiegung in der Mitte einer 10 m breiten Bodenplatte ist mit 16 mm von gleicher Größenordnung wie im Versuch. Der Ansatz nach /10/ berücksichtigt nicht die elastische Einspannung der Bodenplatte in die Stege und liegt somit deutlich auf der sicheren Seite.

Braunschweig im November 1981

L i t e r a t u r :

- /1/ Rostásy, F.S., Ranisch, E.H. und Alda, W.:
Nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken
im Koppelfugenbereich durch geklebte Stahllaschen.
Abschlußbericht zum BMV-Forschungsauftrag 15.069 R
78 D, Braunschweig 1979. Veröffentlicht in: For-
schung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik,
Heft 326.

- /2/ Retzlaff, Rust und Waibel: Statistische Versuchs-
planung - Planung naturwissenschaftlicher Experimente
und ihre Auswertung mit statistischen Methoden.
Weinheim-New York 1978

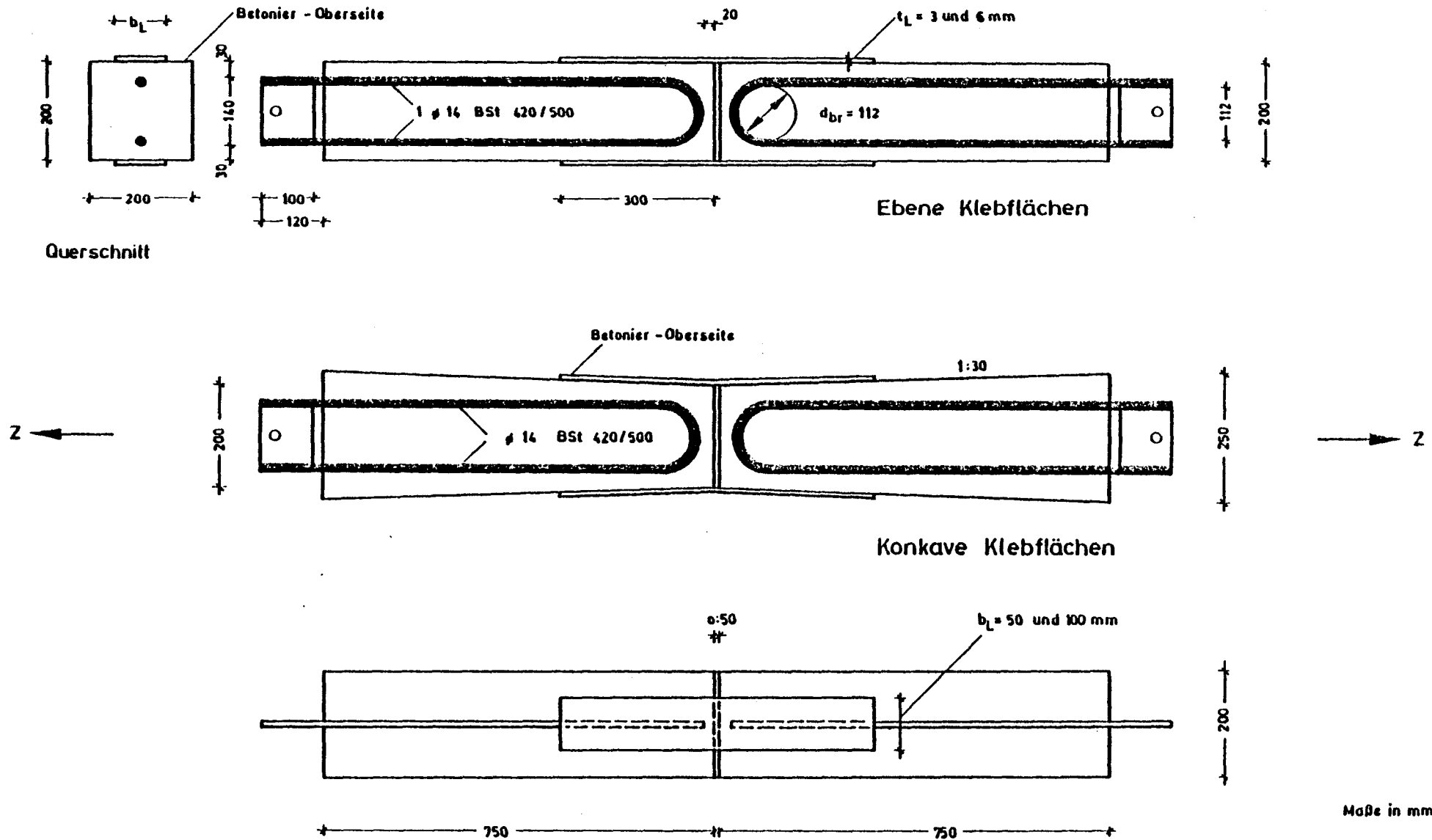
- /3/ Rostásy, F.S., Ranisch, E.H. und Alda, W.:
Verstärkung von Spannbetonbrücken im Koppelfugen-
bereich durch angeklebte Stahllaschen.
Bauingenieur 56 (1981) 139-145.

- /4/ Ladner, M. und Weder, Ch.: Geklebte Bewehrung im
Stahlbetonbau.
EMPA Bericht Nr. 206, Dübendorf 1981

- /5/ Büchting, F. und Moosbrugger, P.: Brücke über dem
Europakanal aus Fertigteilen mit Verbindungsfugen
aus Epoxidharz.
Bauingenieur 51 (1976) 137-143.

- /6/ Rehm, G. und Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung
im Stahlbetonbau.
Beton- und Stahlbetonbau 63 (1968) 175-182.

- /7/ Falkner, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung durch Eigen- und Zwangsspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonteilen. DAfSt Heft 208.
- /8/ Calder, A.J.J.: Exposure tests on externally reinforced concrete beams - first two years. TRRL Supplementary Report 529, Crowthorne/Berks. 1979
- /9/ Bresson, Jacques: Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structure Ann. Inst. Tech. Bât. Trav. Pub. No 278 (1971) 22-55
- /10/ Girkmann, Karl: Flächentragwerke 6. Aufl. Wien 1963, S.187



Maße in mm

M. 1:10

Bild 4.1 Versuchskörper der Vorversuche

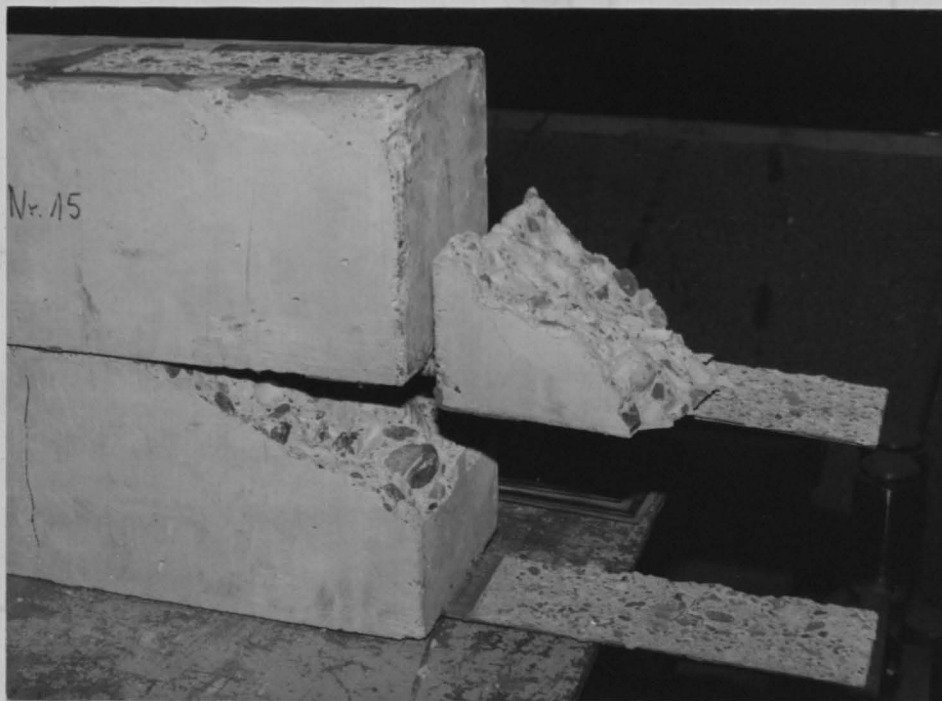


Bild 4.2 : Bruchbild des ebenen Versuchskörpers mit Bruchkeil

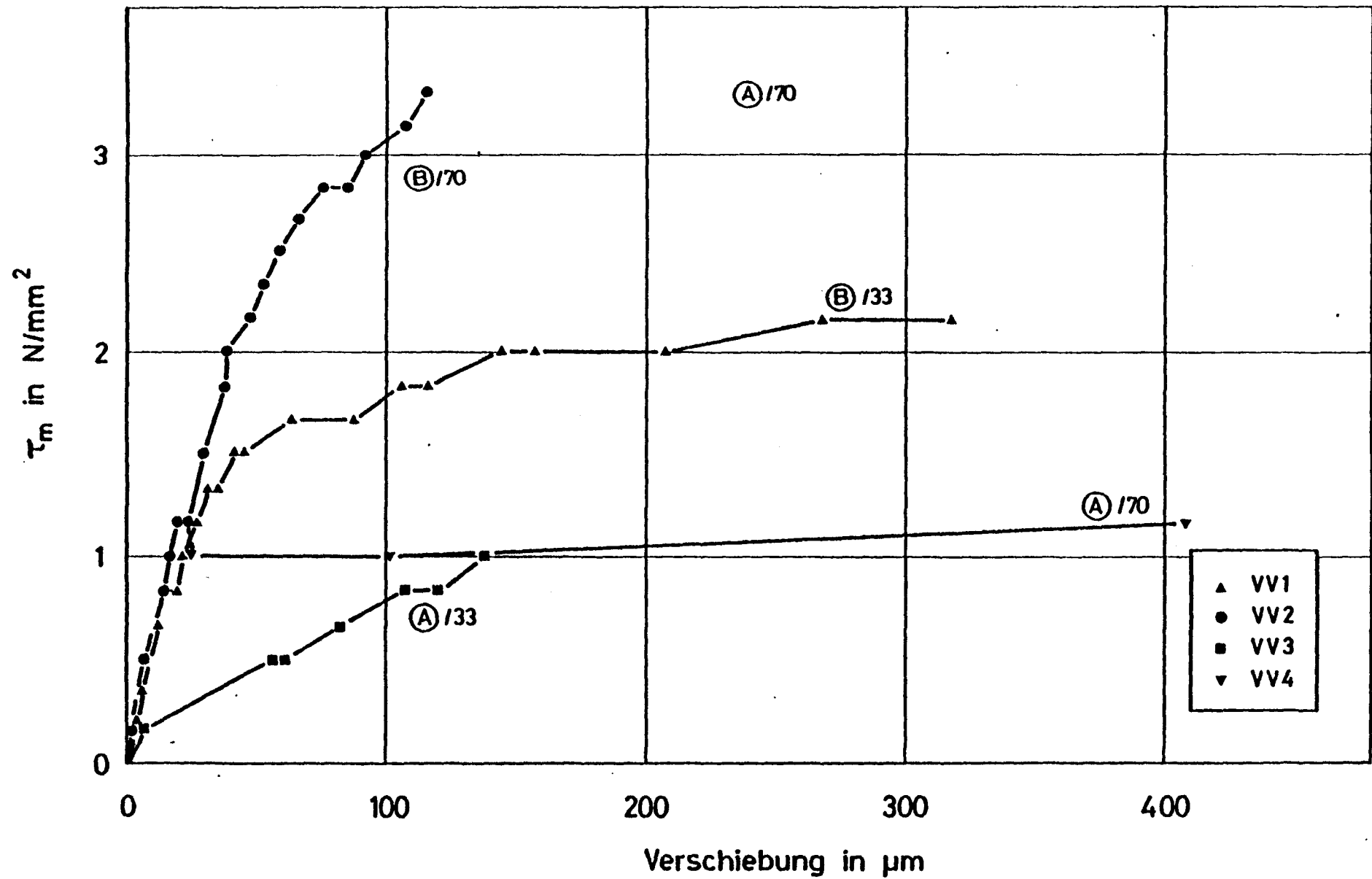


Bild 4.4: Relativverschiebungen bei geneigtem Betonuntergrund (5 cm breite Laschen)

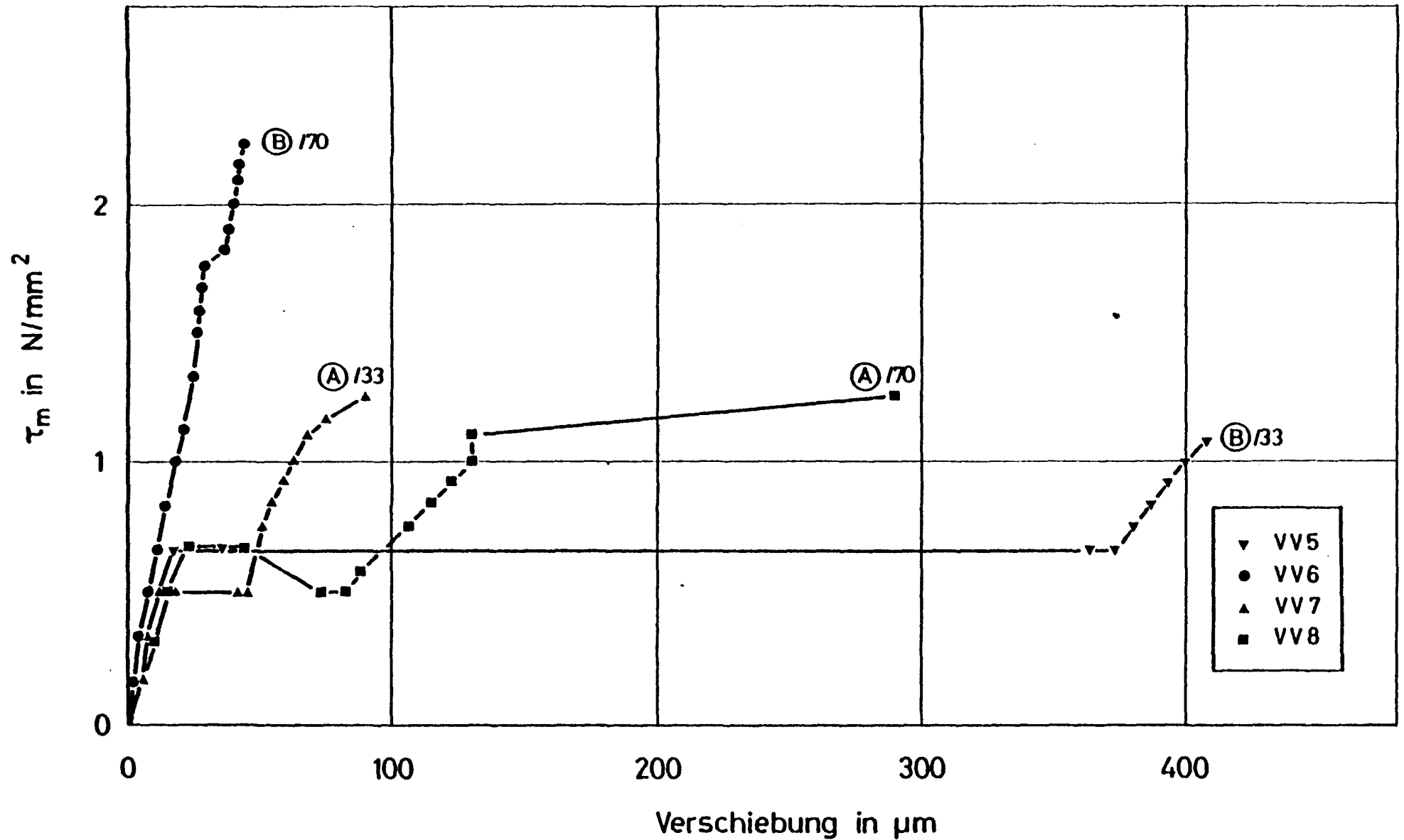


Bild 4.5; Relativverschiebungen bei geneigtem Betonuntergrund (10 cm breite Laschen)

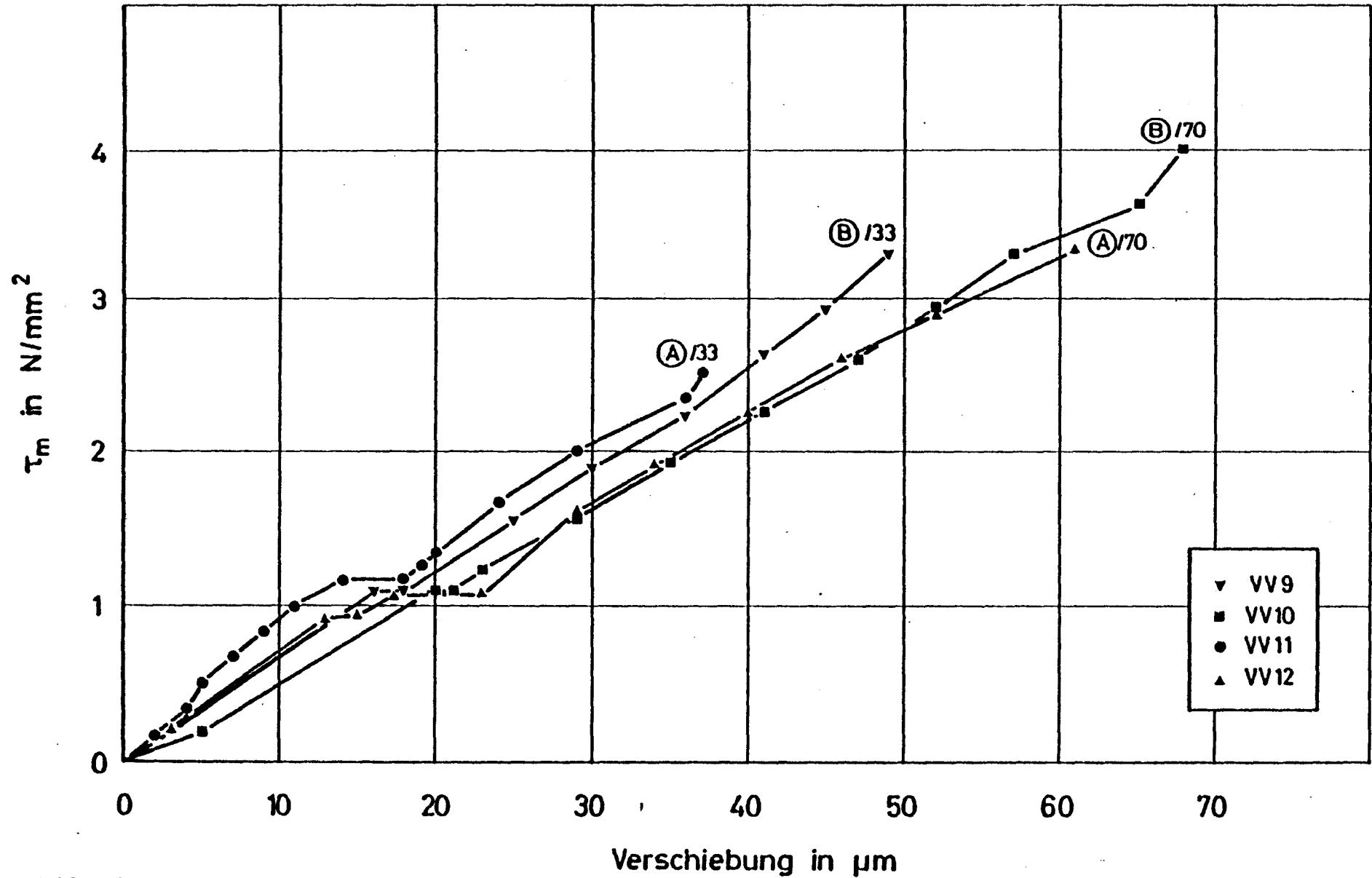


Bild 4.6: Verschiebungen bei ebenem Betonuntergrund (5 cm breite Laschen)

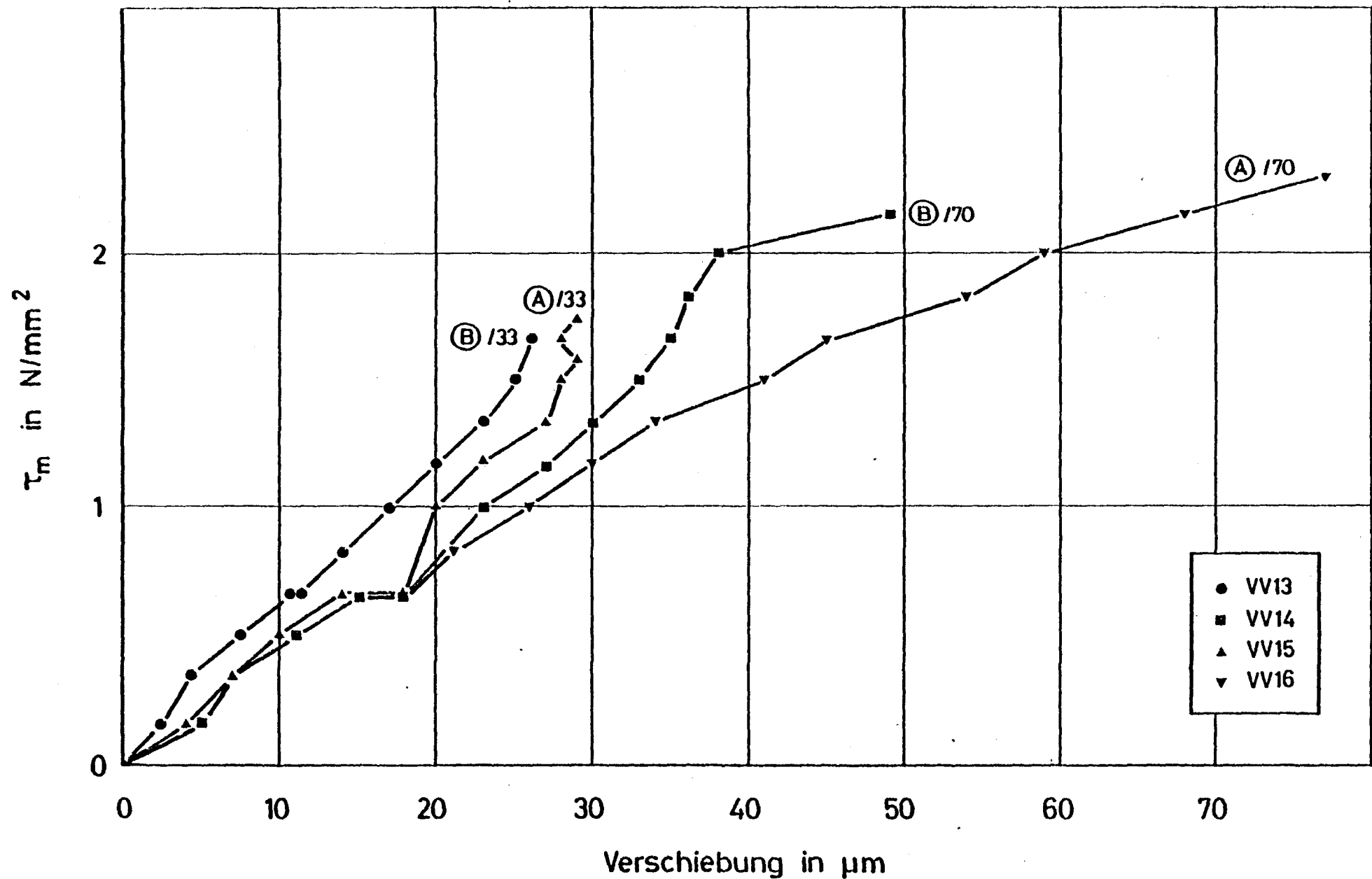


Bild 4.7: Verschiebungen bei ebenem Betonuntergrund (10 cm breite Laschen)

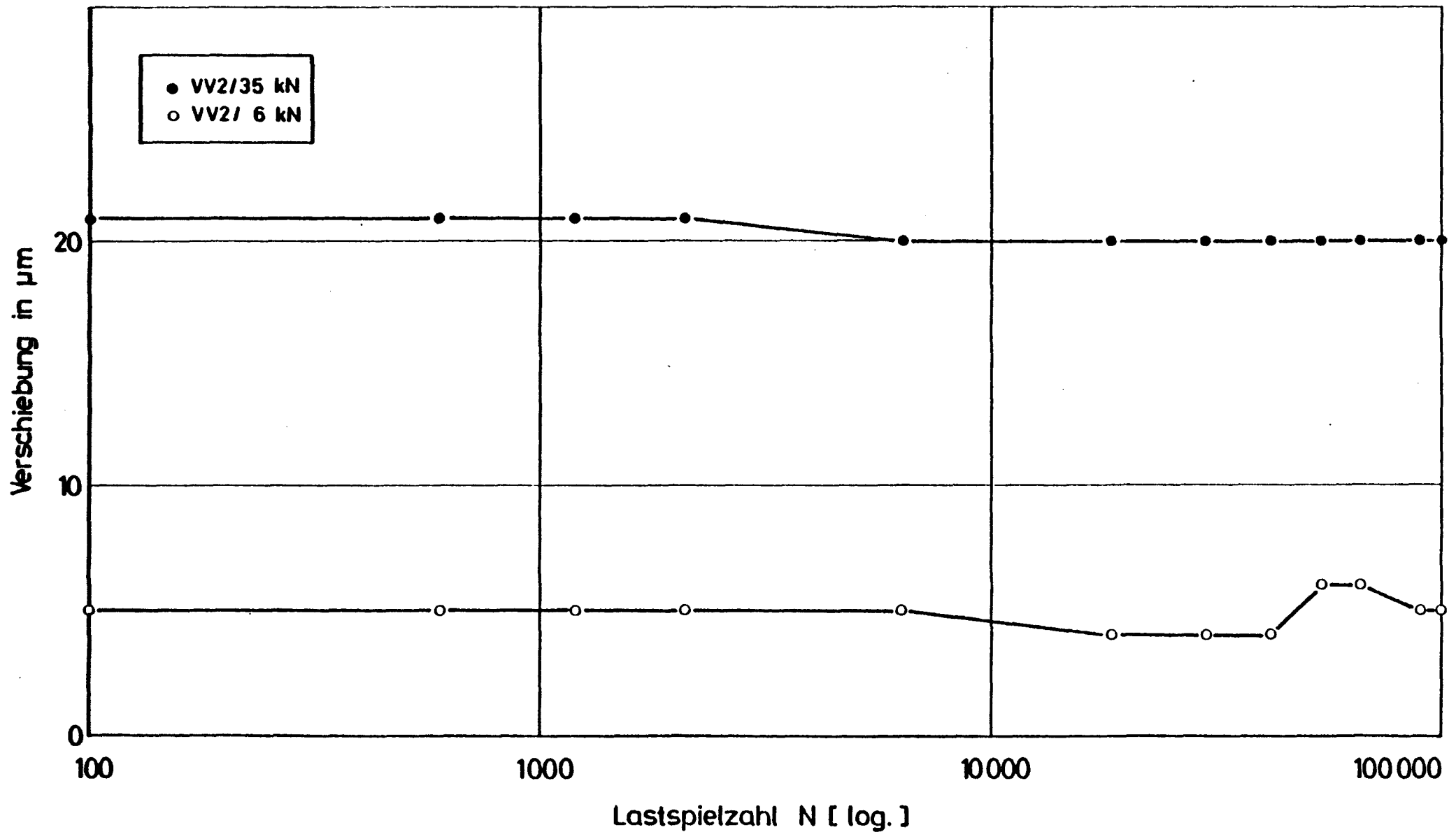


Bild 4.8: Verschiebungen während der Schwelllastphase (Vers.Bez.,a)
 (konkave Klebfläche, $\beta_w = 70 \text{ N/mm}^2$, $b_L = 50 \text{ mm}$)

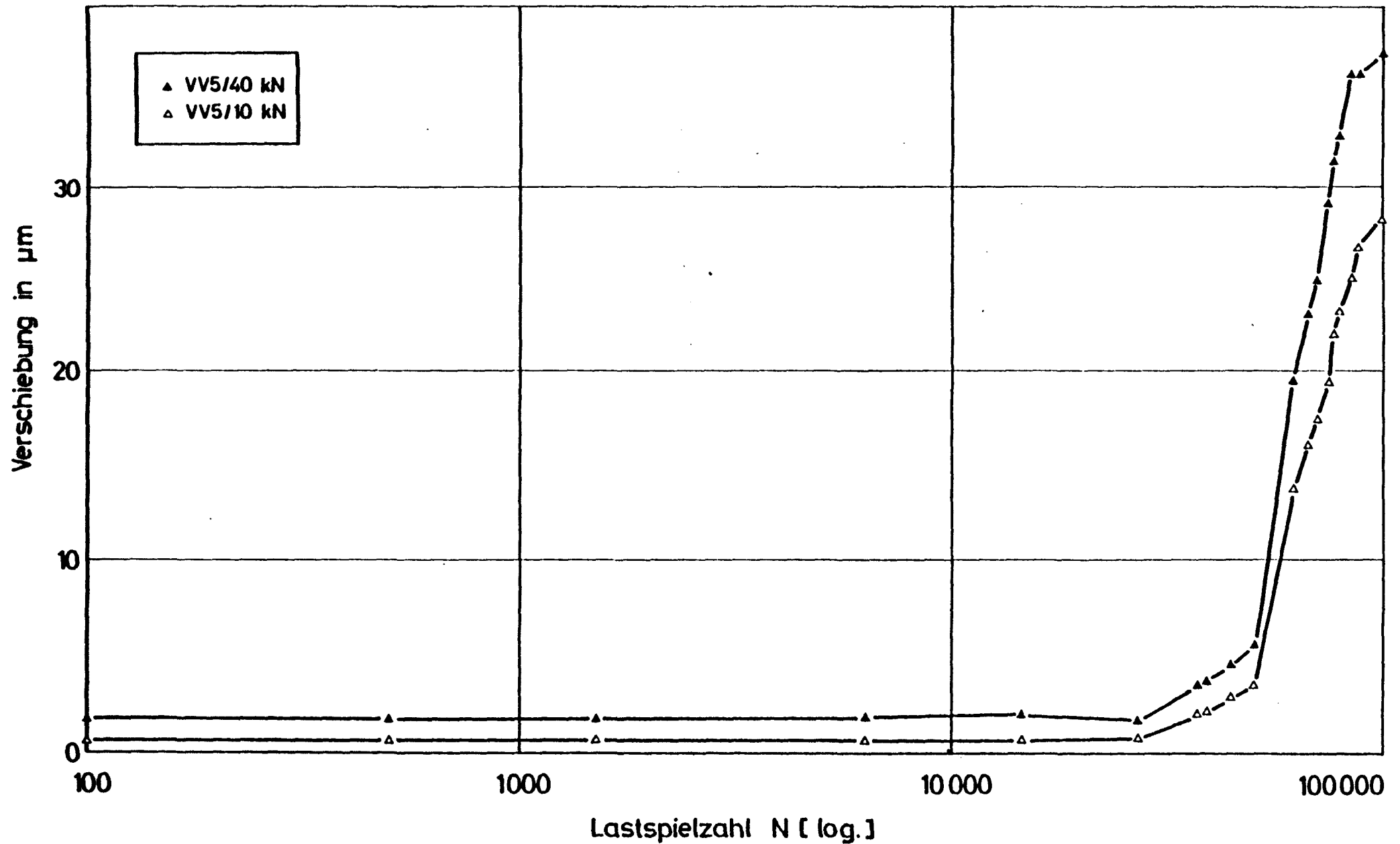


Bild 4.9: Verschiebungen während der Schwelllastphase (Vers.Bez.c)
 (konkave Klebfläche, $\beta_w = 33 \text{ N/mm}^2$, $b_L = 100 \text{ mm}$)

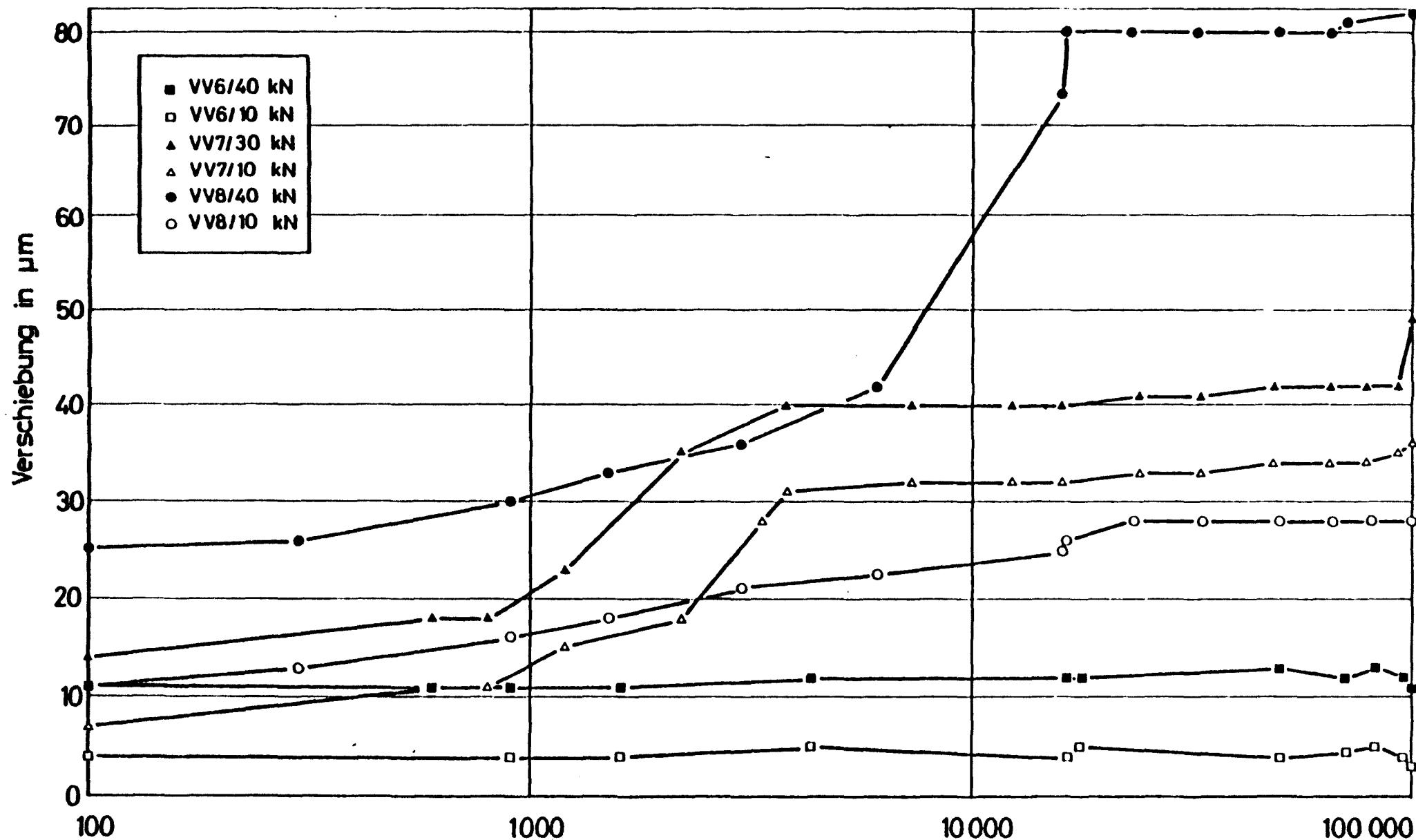


Bild 4.10: Verschiebungen während der Schwellastphase (Vers.Bez. ac, bc, abc)
(konkave Klebflächen, 100 mm breite Laschen)

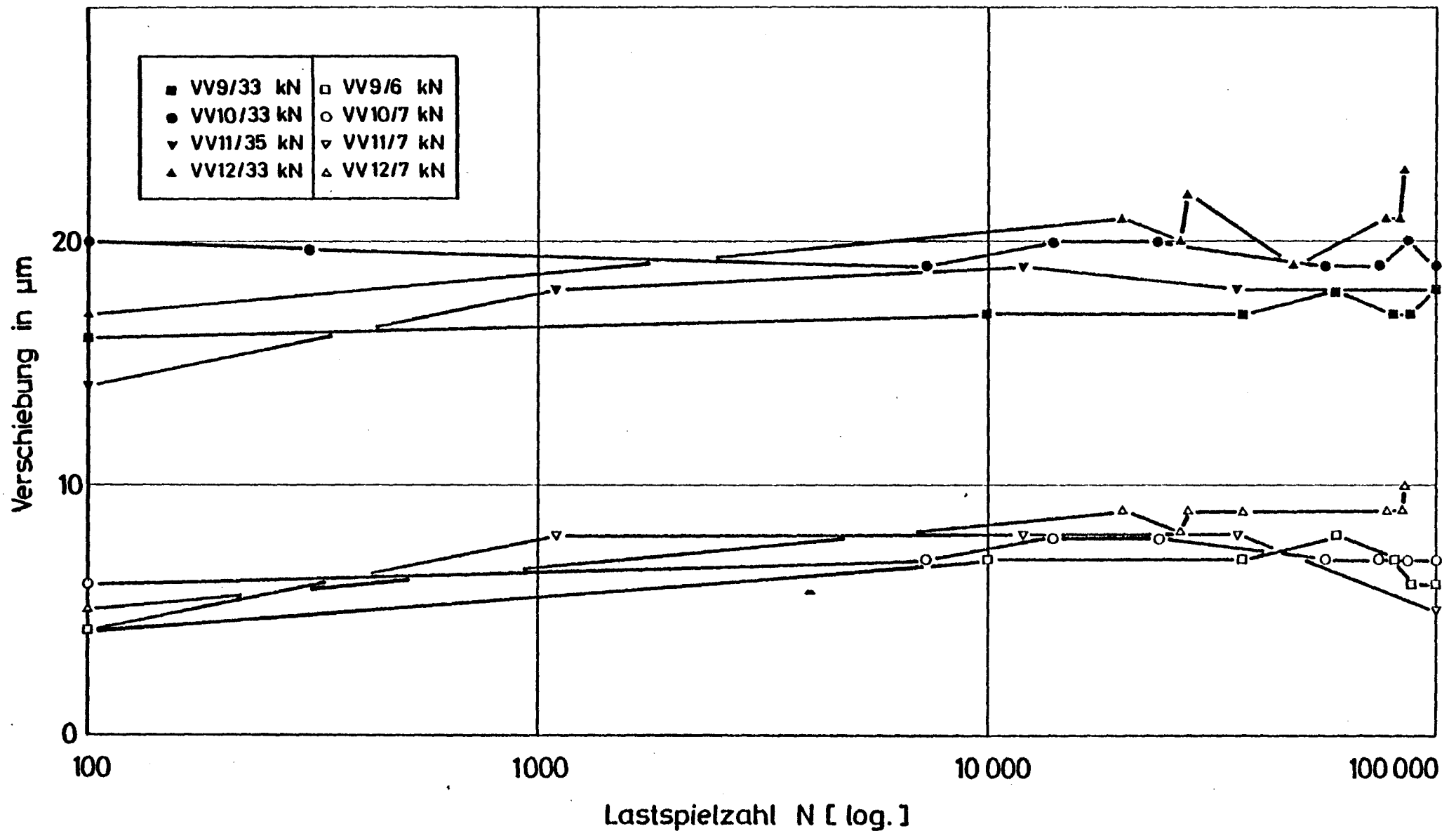


Bild 4.11: Verschiebungen während der Schwelllastphase (Vers, Rez, d, ad, bd, ahd)
(ebene Klebflächen, 50 mm breite Laschen)

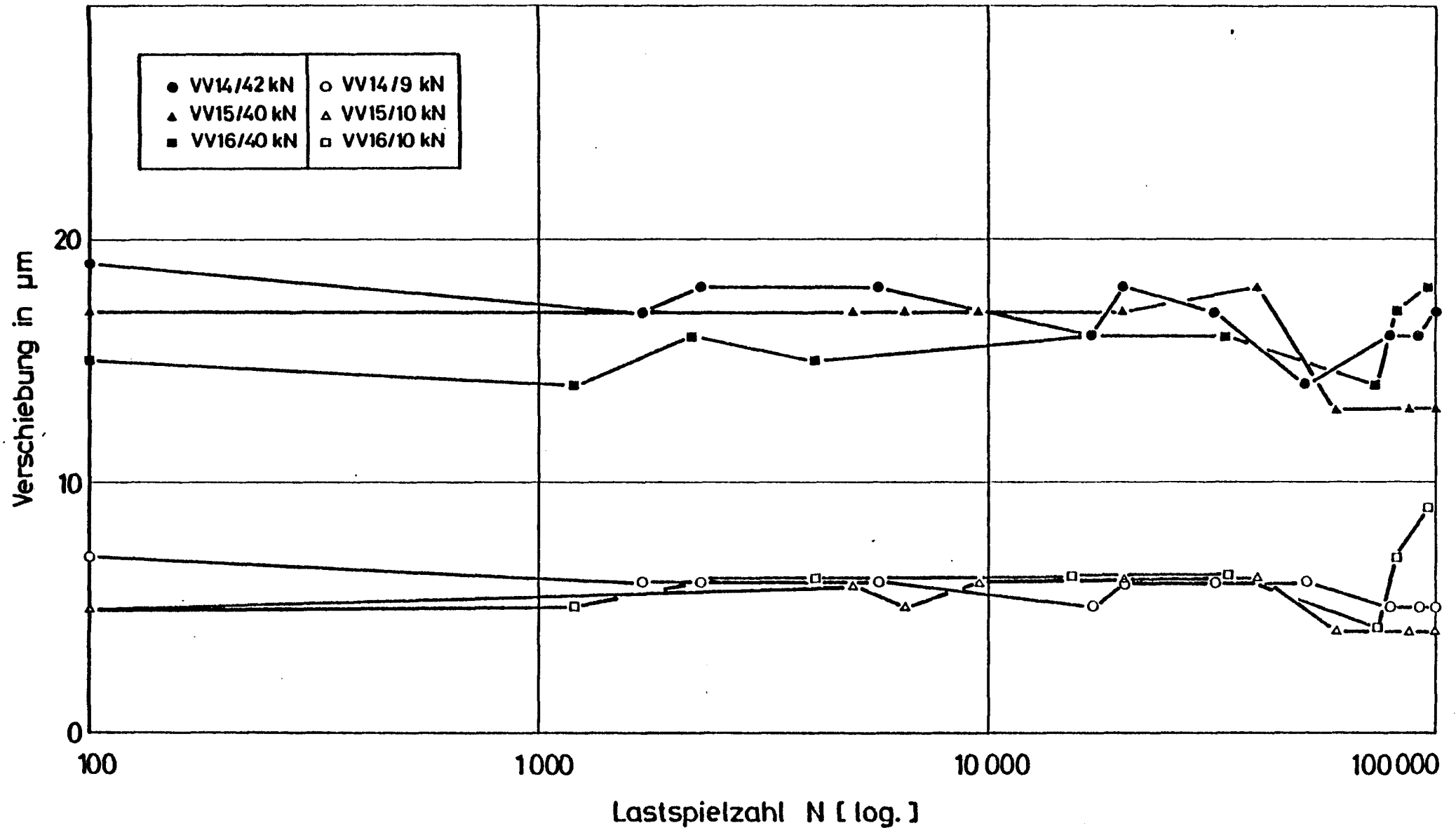


Bild 4.12; Verschiebungen während der Schwelllastphase (Vers.Bez. acd, hcd, abcd)
(ebene Klebflächen, 100 mm breite Laschen)

Versuchskörper für Langzeitversuche

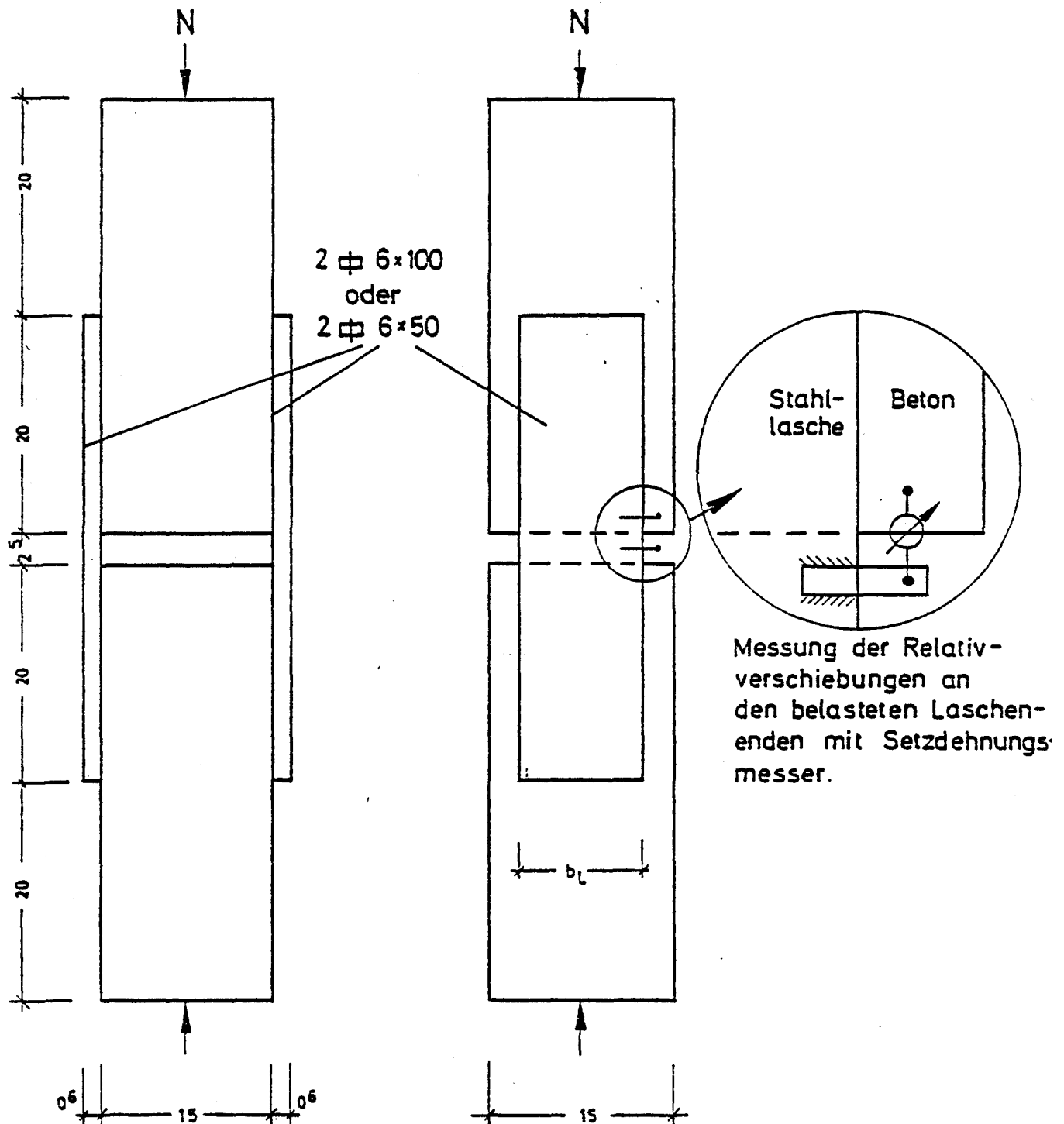


Bild 5.1: Versuchskörper für Langzeitversuche



Bild 5.3: Bruchbild der Langzeitversuchskörper bei Kurzzeitbelastung (Vorversuche)



Bild 5.4: Langzeitversuchskörper unter Dauerlast

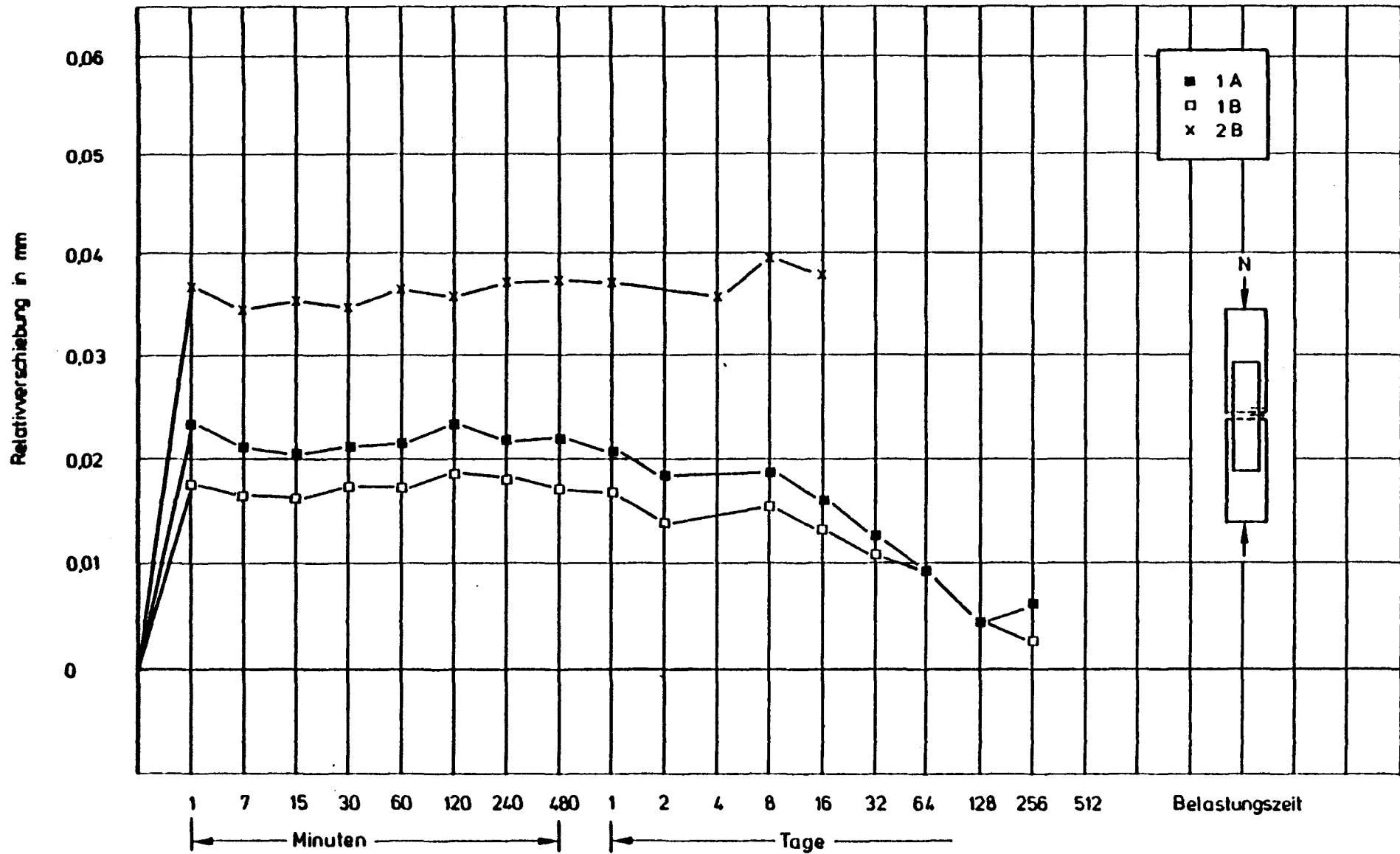


Bild 5.5: Verschiebungen bei Dauerlast ($l_y = 200 \text{ mm}$, $d = 0,5 \text{ mm}$)

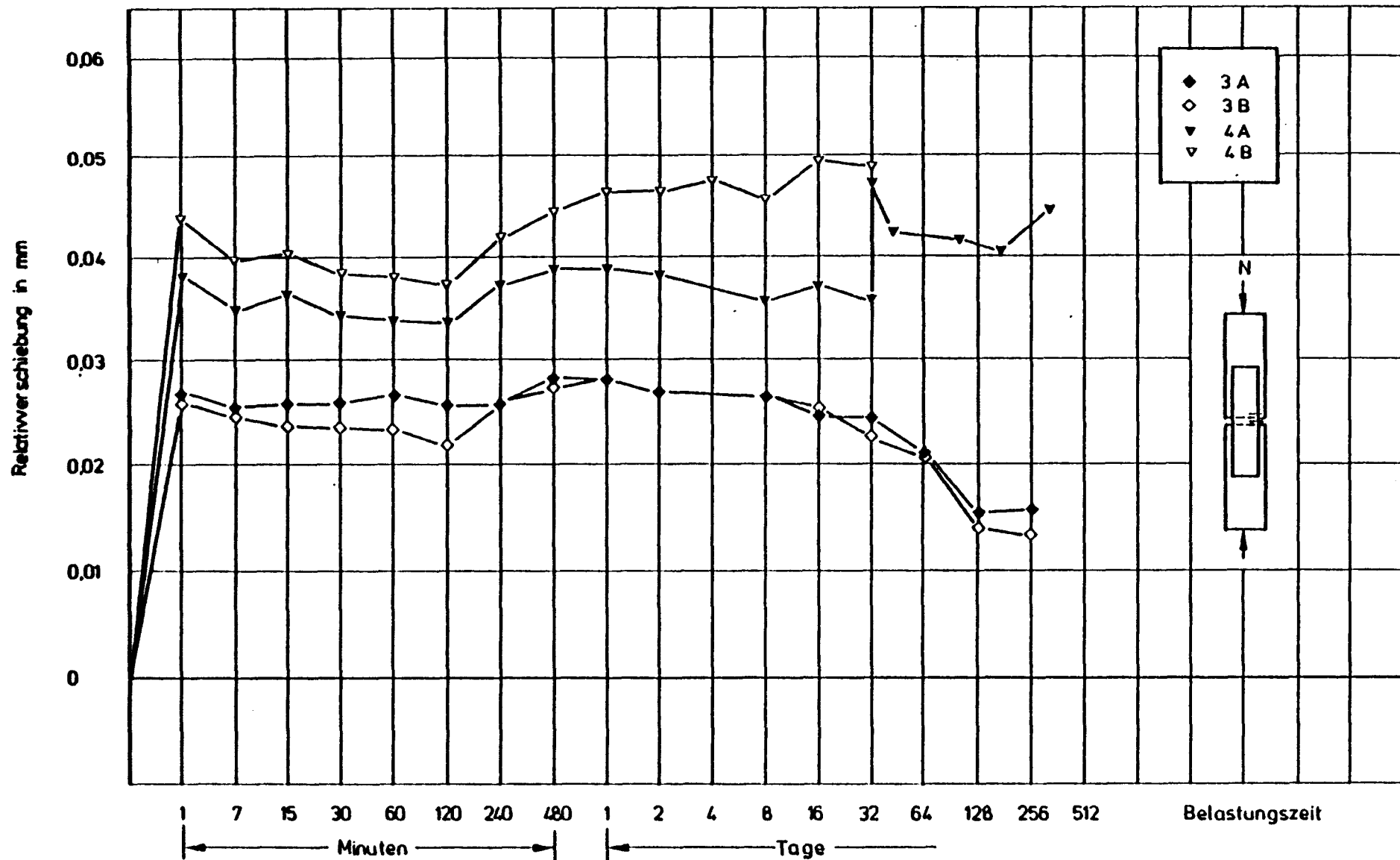


Bild 5.6: Verschiebungen bei Dauerlast ($l_v = 200 \text{ mm}$, $d = 5 \text{ mm}$)

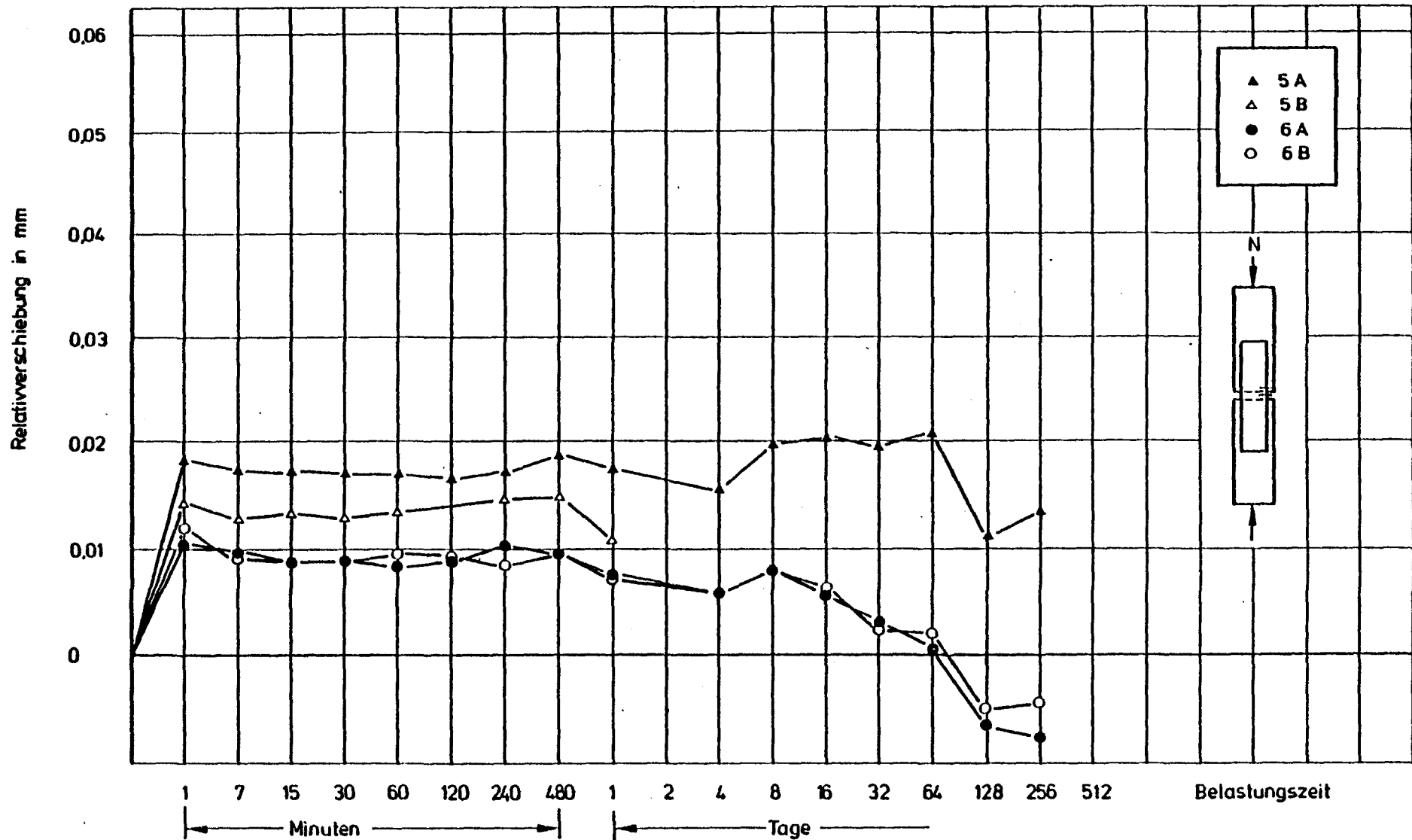


Bild 5.7: Verschiebungen bei Dauerlast ($b_L = 100 \text{ mm}$, $d = 0,5 \text{ mm}$, $l_V = 100 \text{ mm}$ (Nr.5) u. 200 mm (Nr.6))

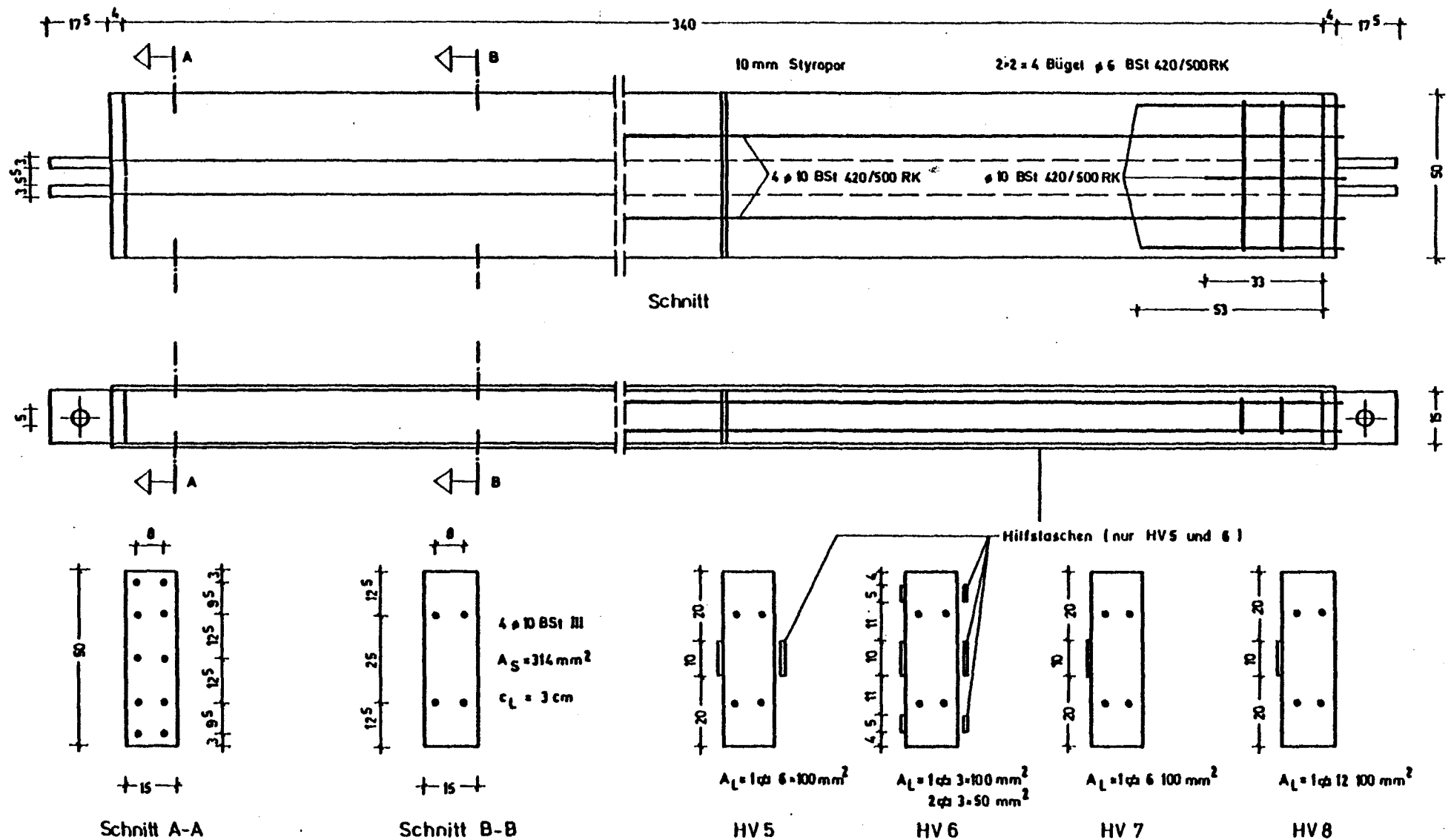


Bild 6.1: Versuchskörper der Hauptversuche

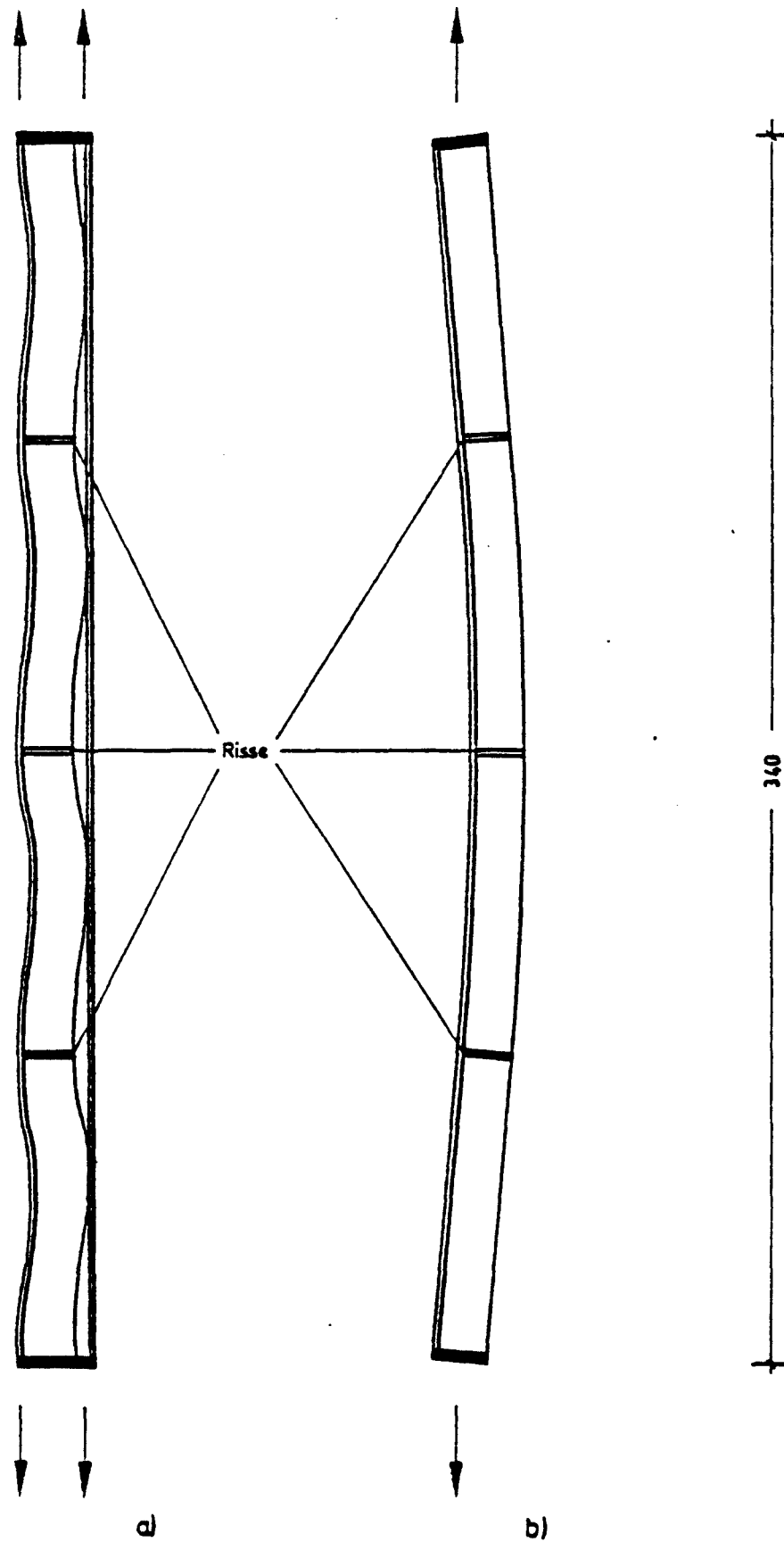


Bild 6.3: Schematische Verformungen der Hauptversuche
 a) mit Hilfslaschen durchbiegungsbehindert
 b) Durchbiegung nicht behindert

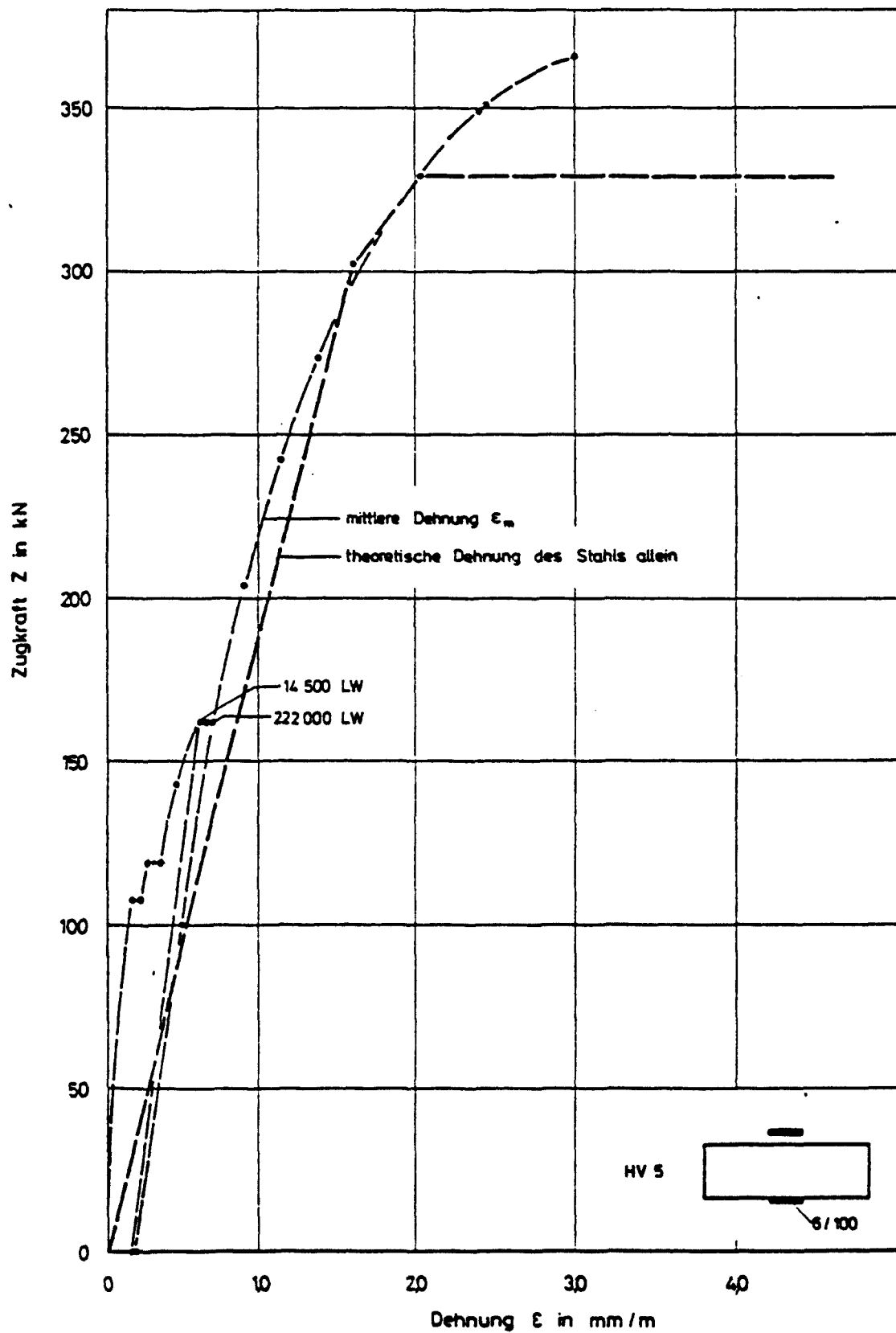


Bild 6.4; Zugkraft-Dehnungsline beim Versuch HV 5

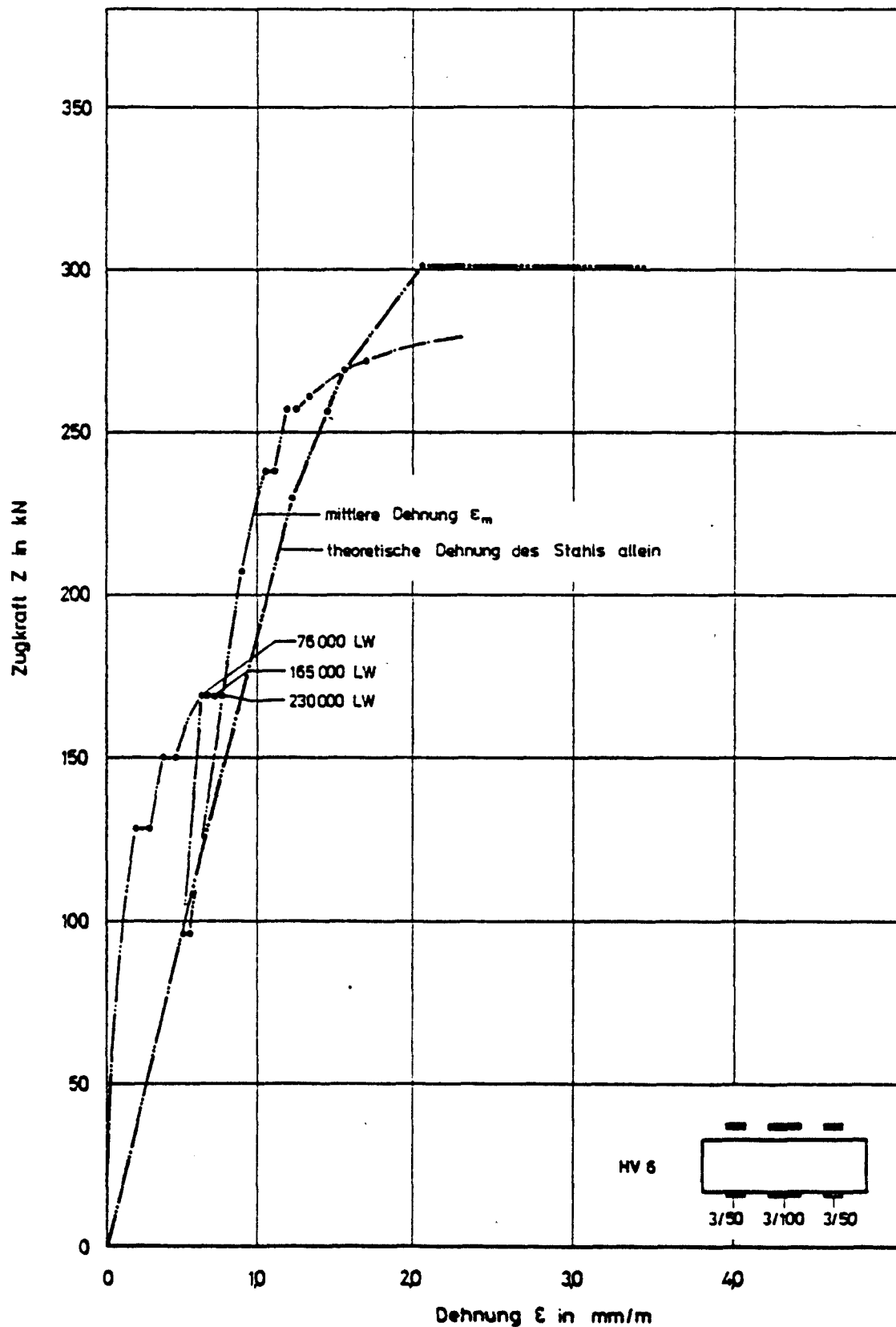


Bild 6.5: Zugkraft-Dehnungsline beim Versuch HV 6

HV 5

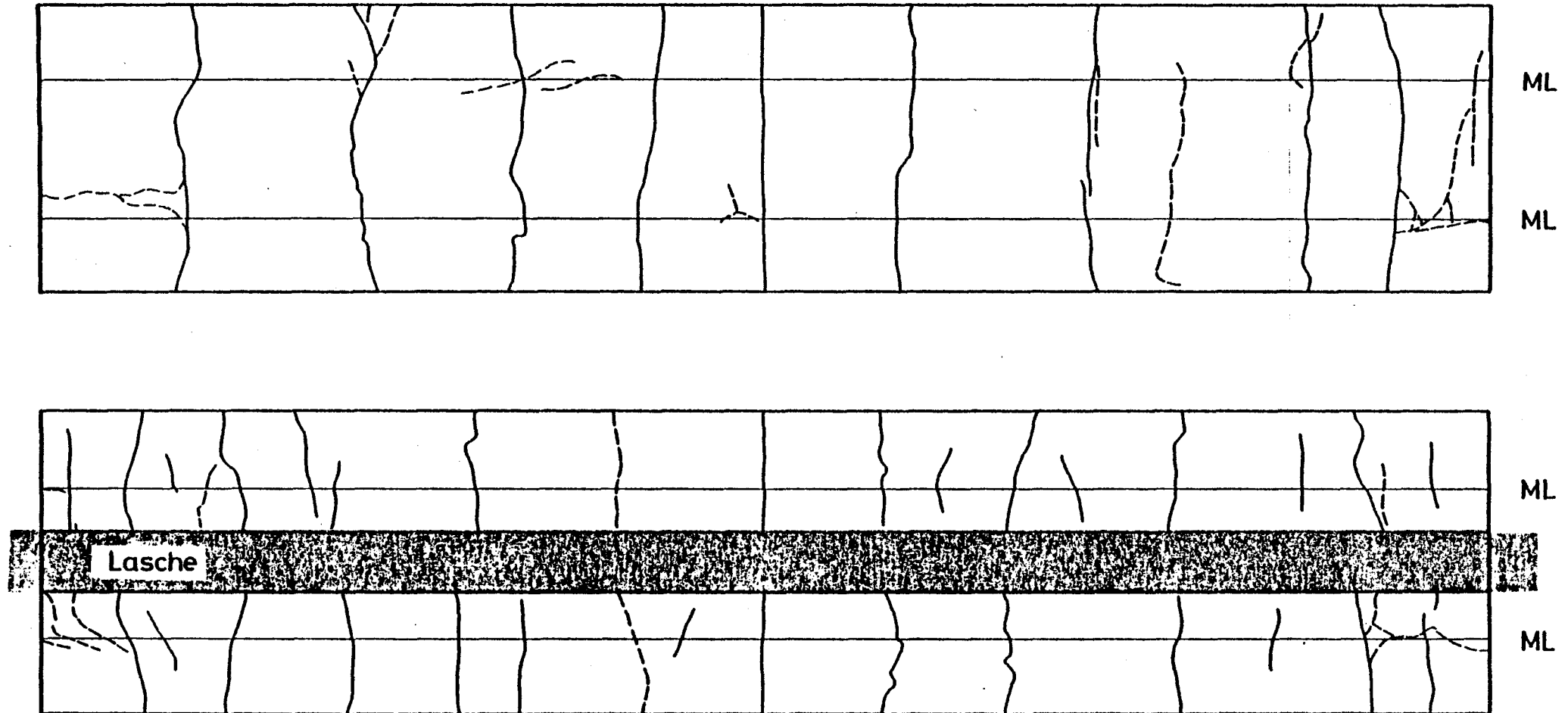


Bild 6.6: Rißbild des Versuchskörpers HV 5 im Bruchzustand

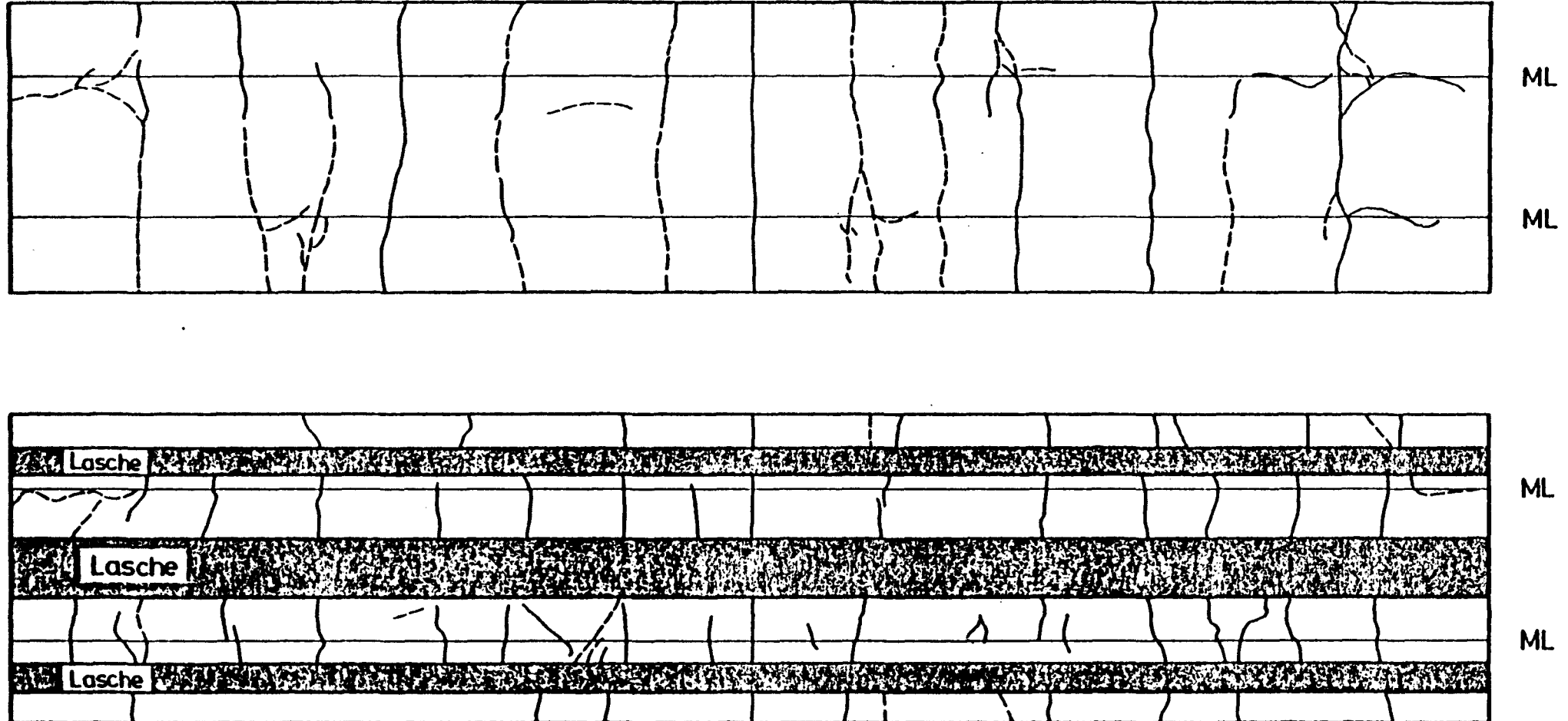


Bild 6.7; Rißbild des Versuchskörpers HV 6 im Bruchzustand

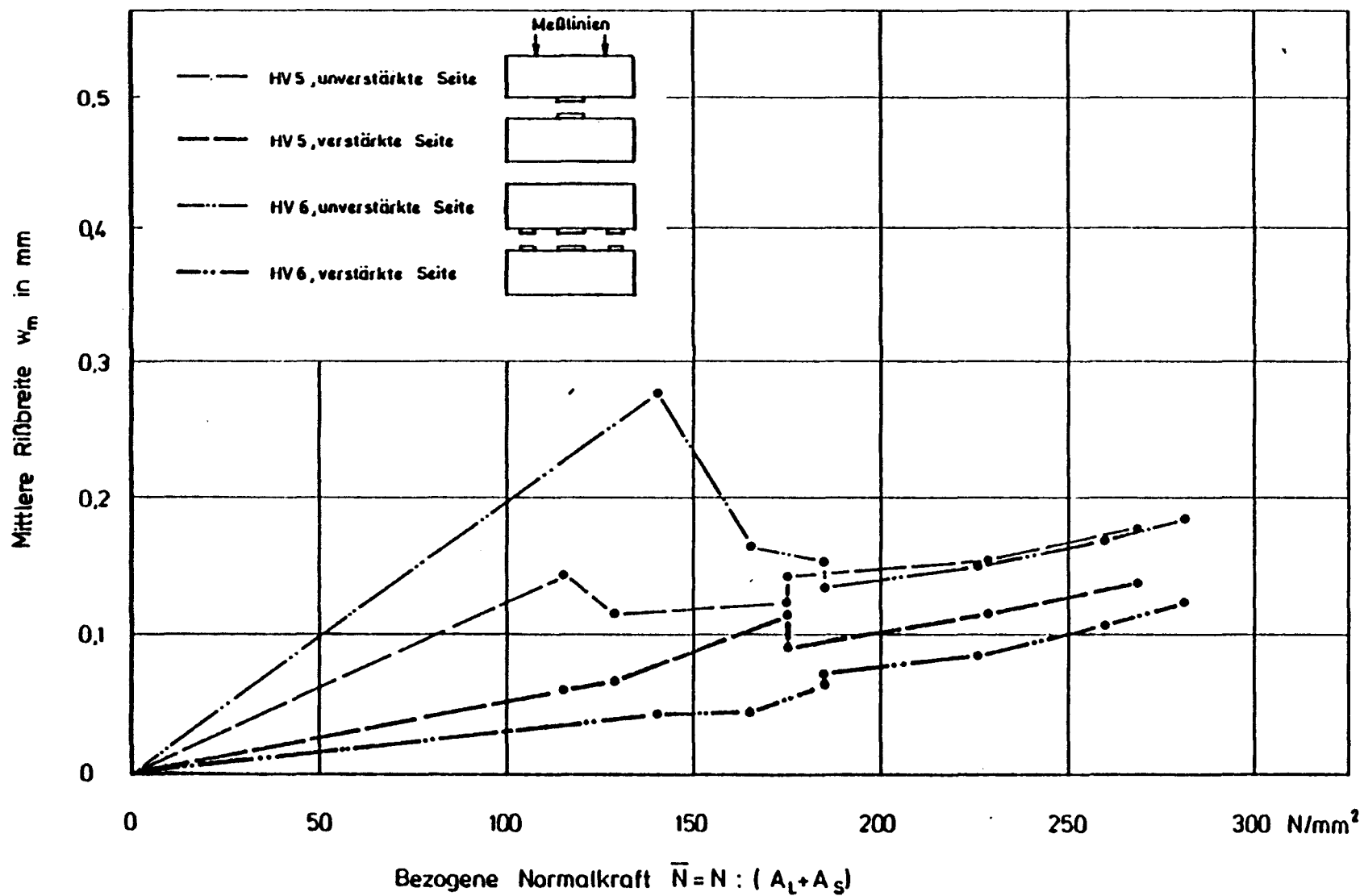


Bild 6.8: Die mittlere Rißbreite als Funktion der Beanspruchung (Hilfslaschen nicht dargestellt)

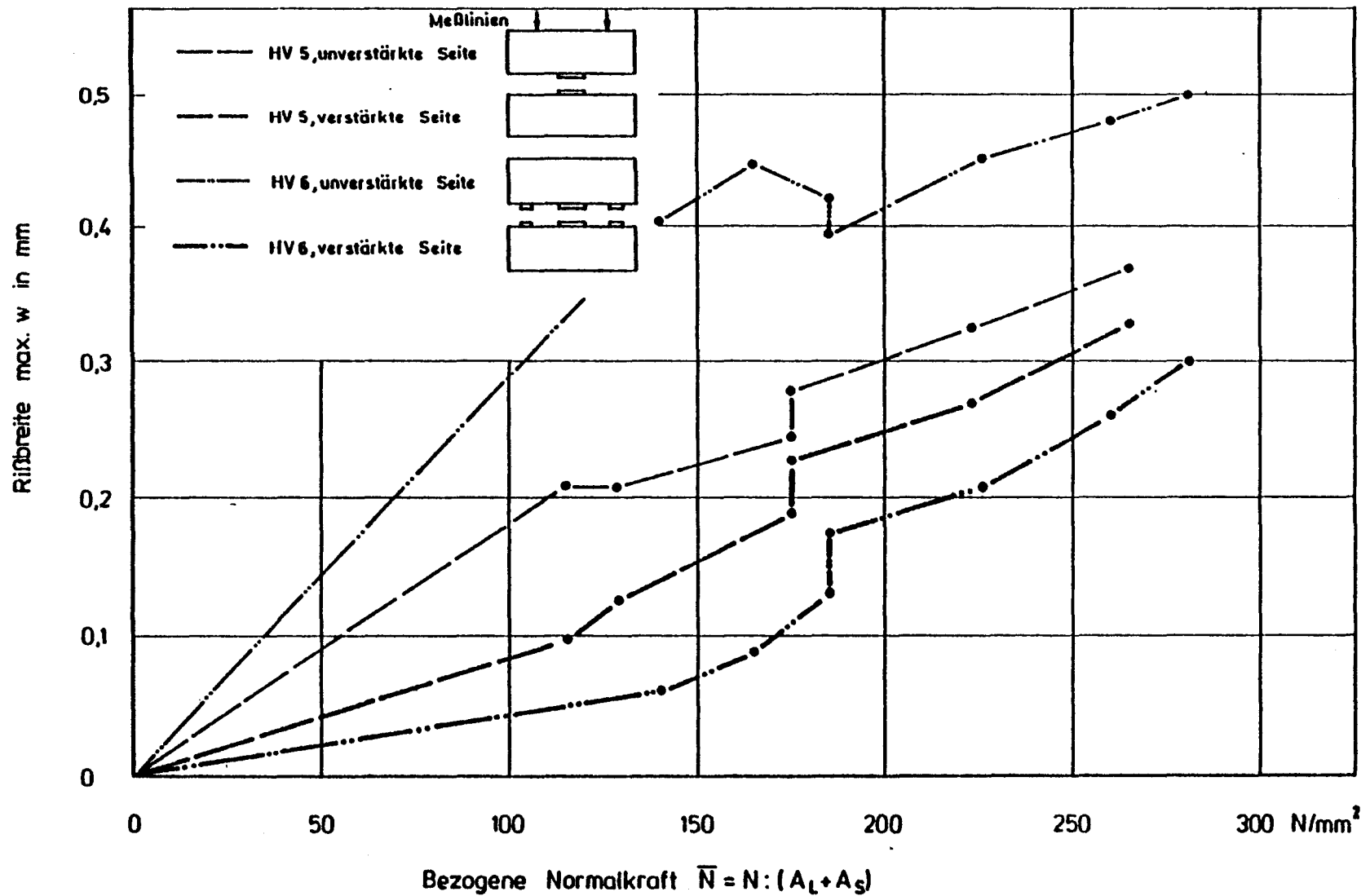


Bild 6.9: Die größte Rißbreite als Funktion der Beanspruchung (Hilfslaschen nicht dargestellt)

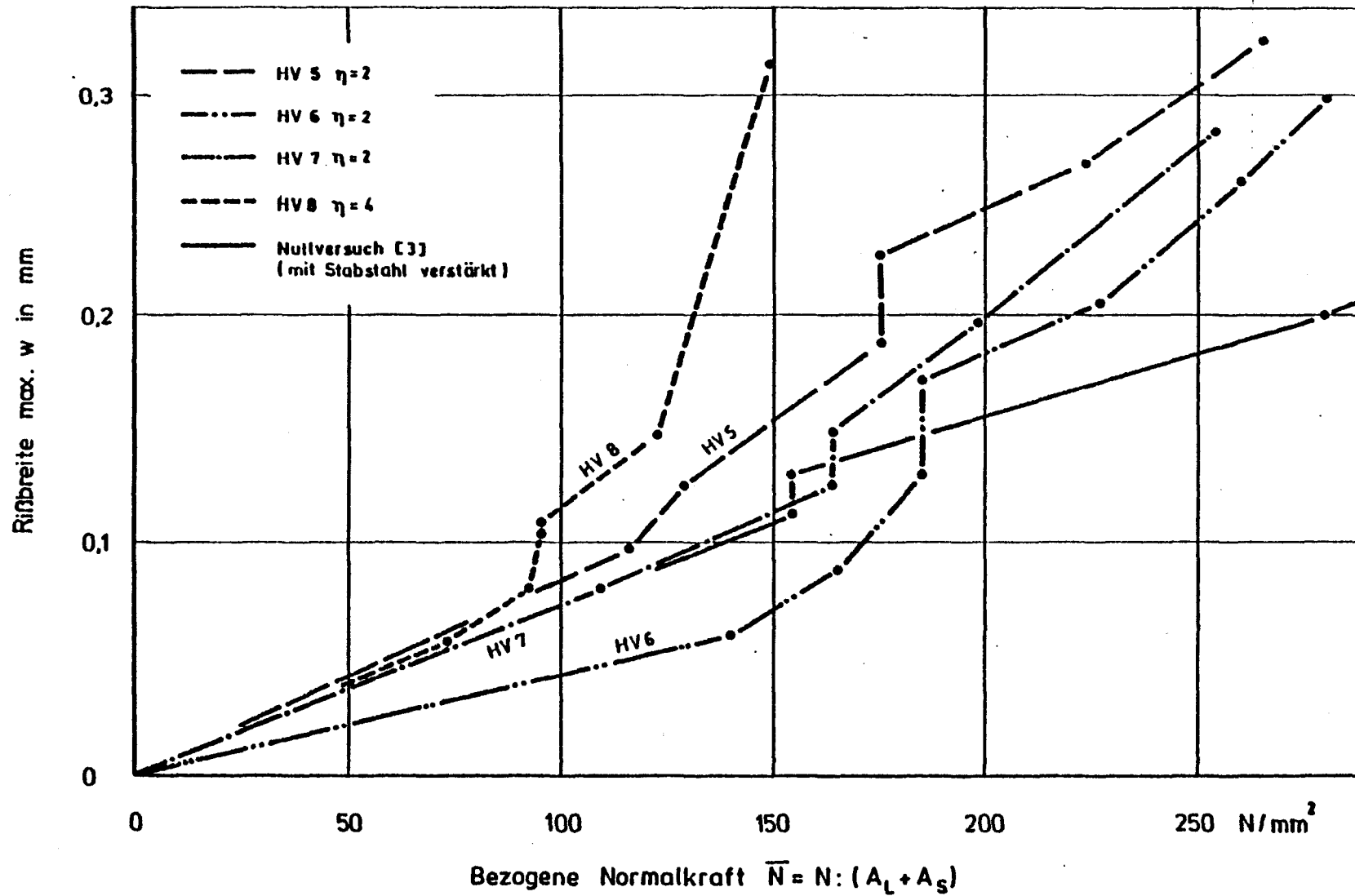
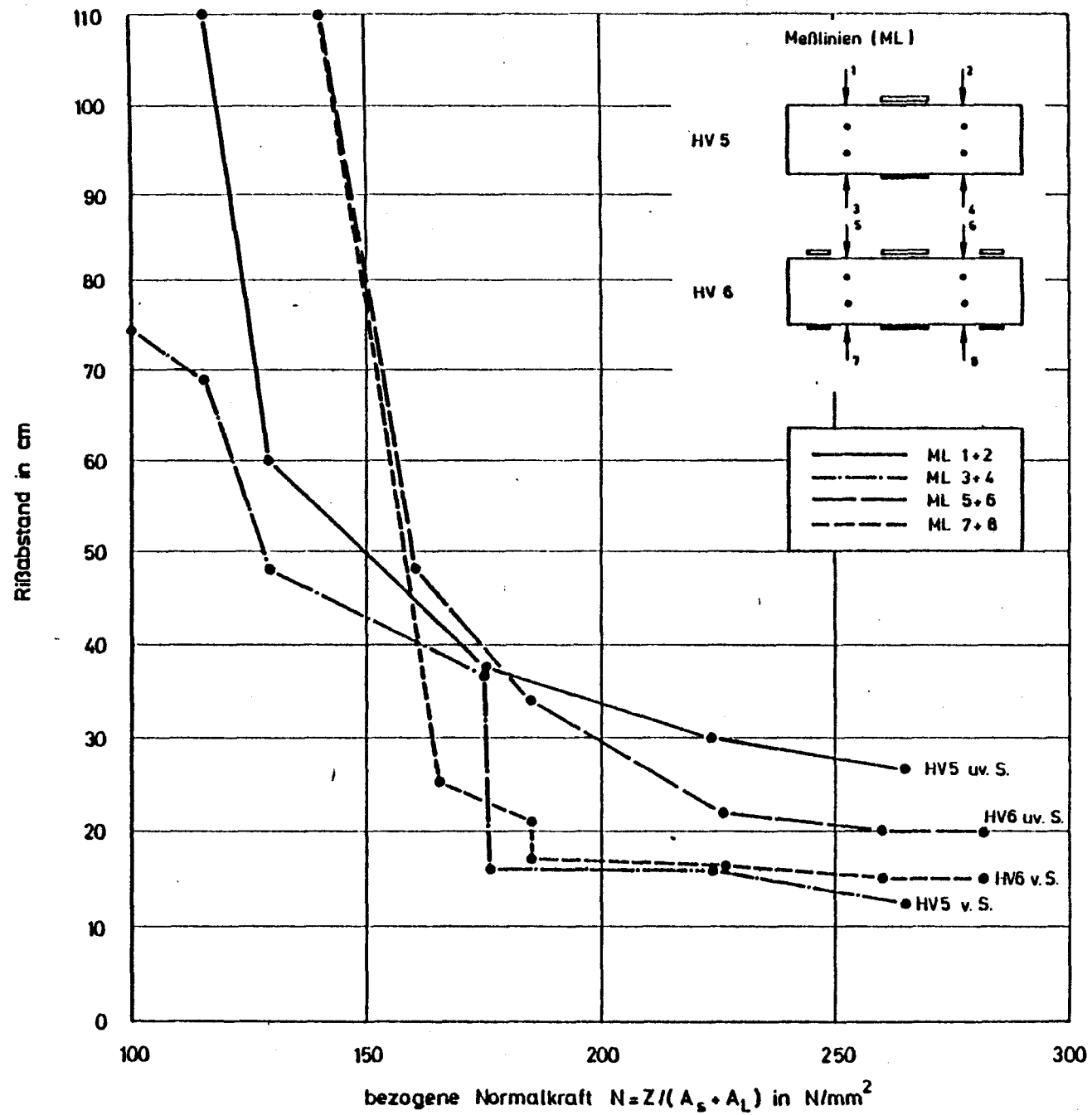


Bild 6.10: Größte Rißbreiten auf der verstärkten Seite im Vergleich zu konventionellem Stahlbetonbau (Nullversuch).

Bild 6.11: Rißabstand in Abhängigkeit vom Beanspruchungsgrad



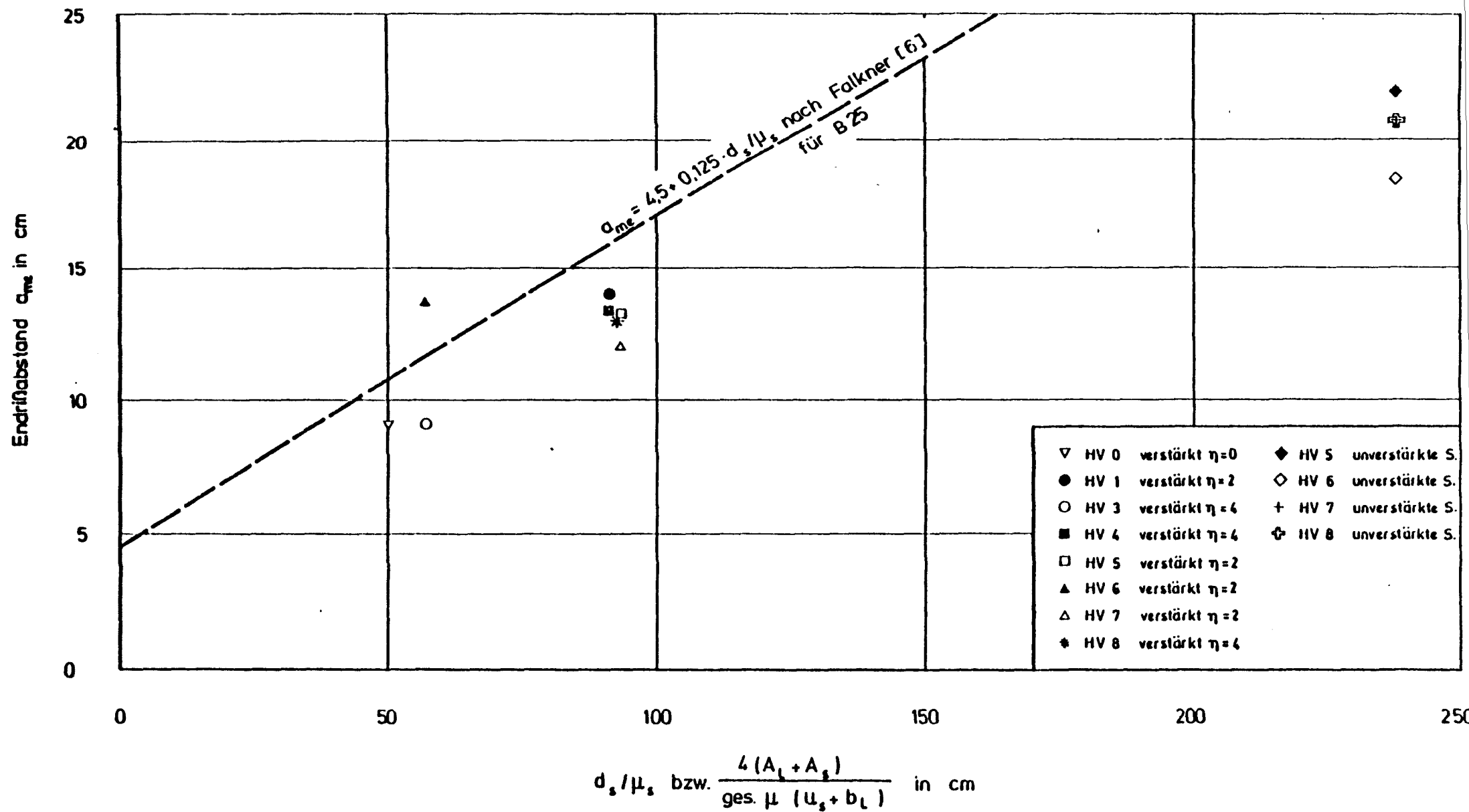
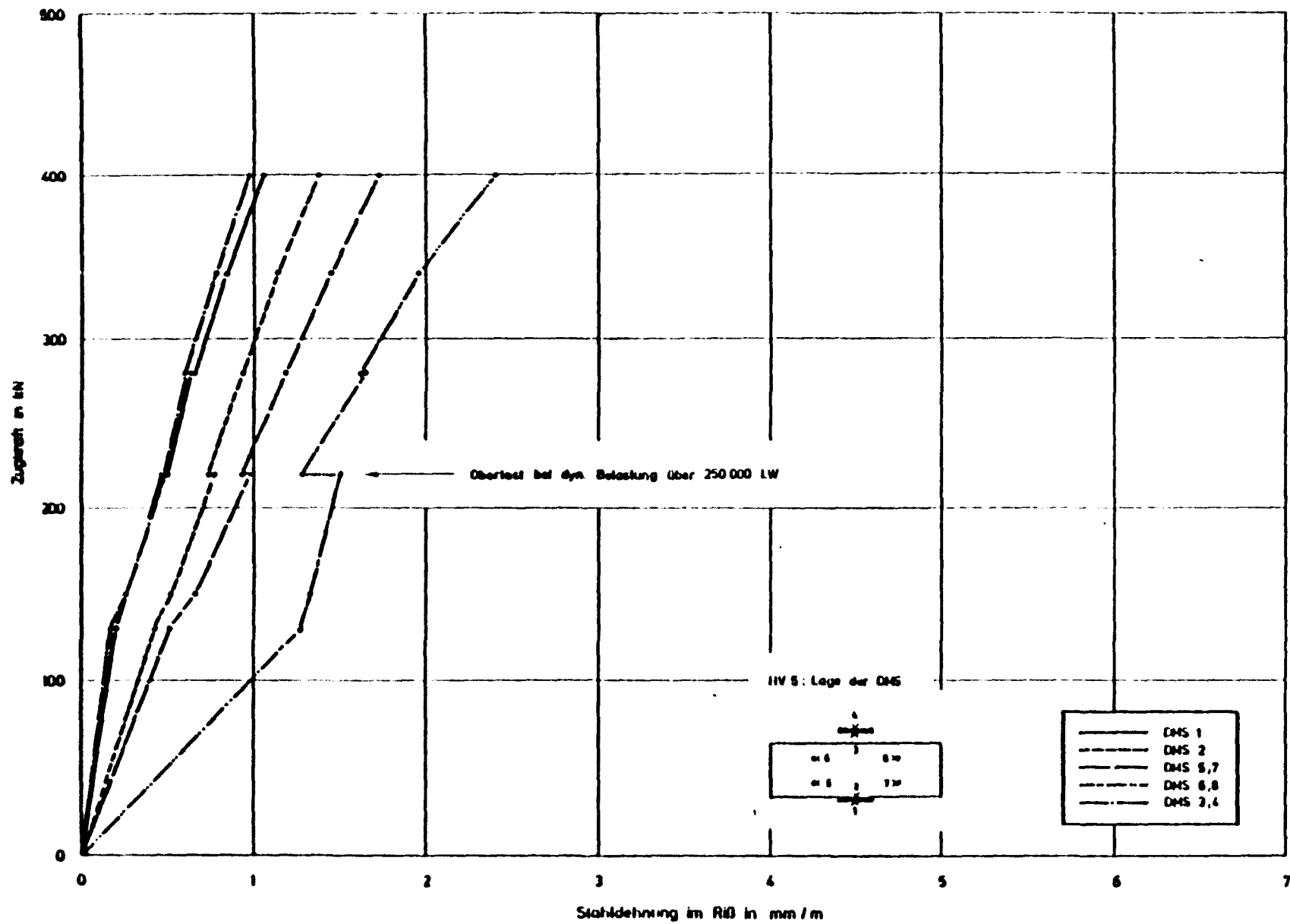


Bild 6.12: Endrißabstände aller Hauptversuche



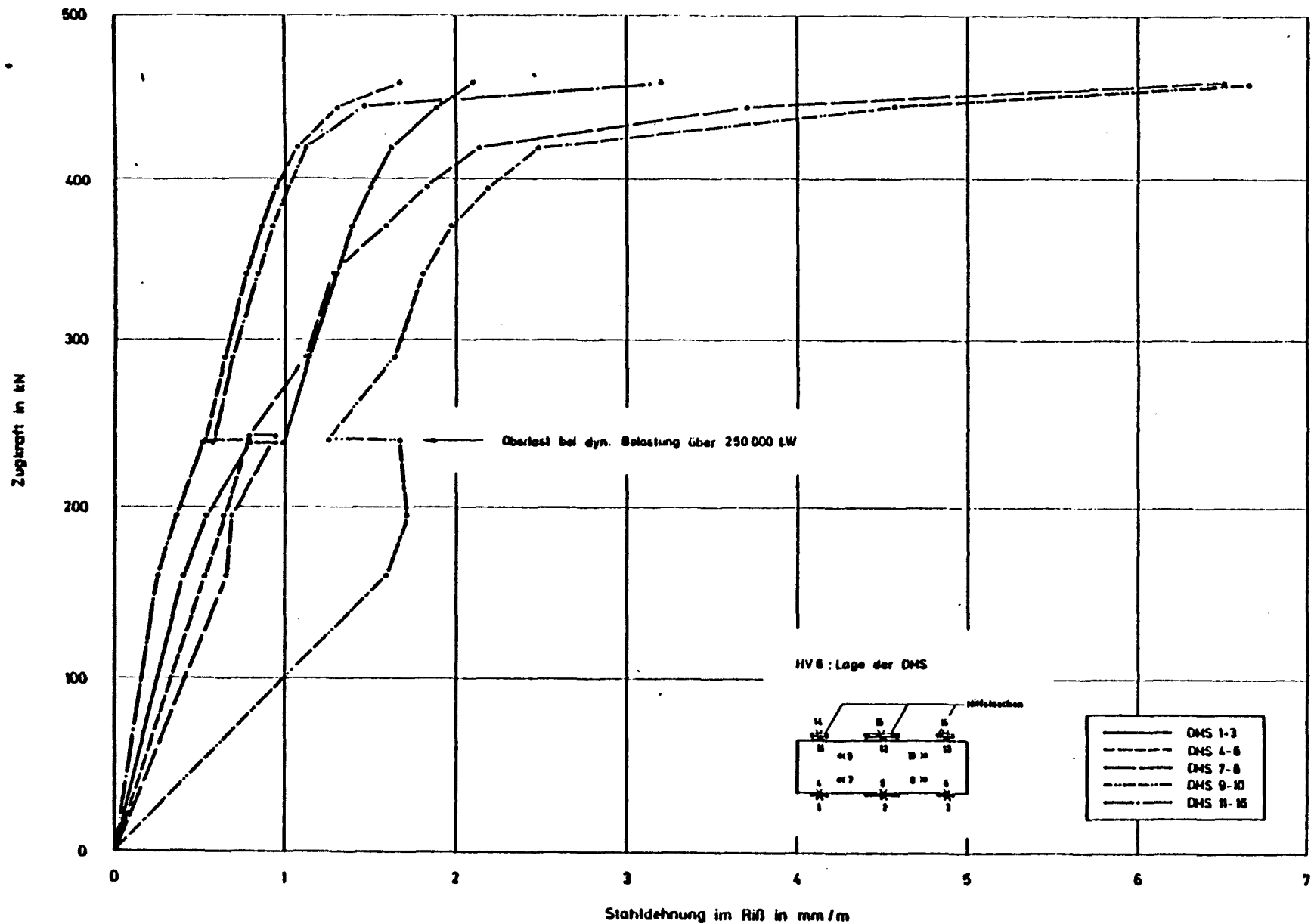


Bild 6.14: Stahldéhnungen im Riß beim Versuch HV 6

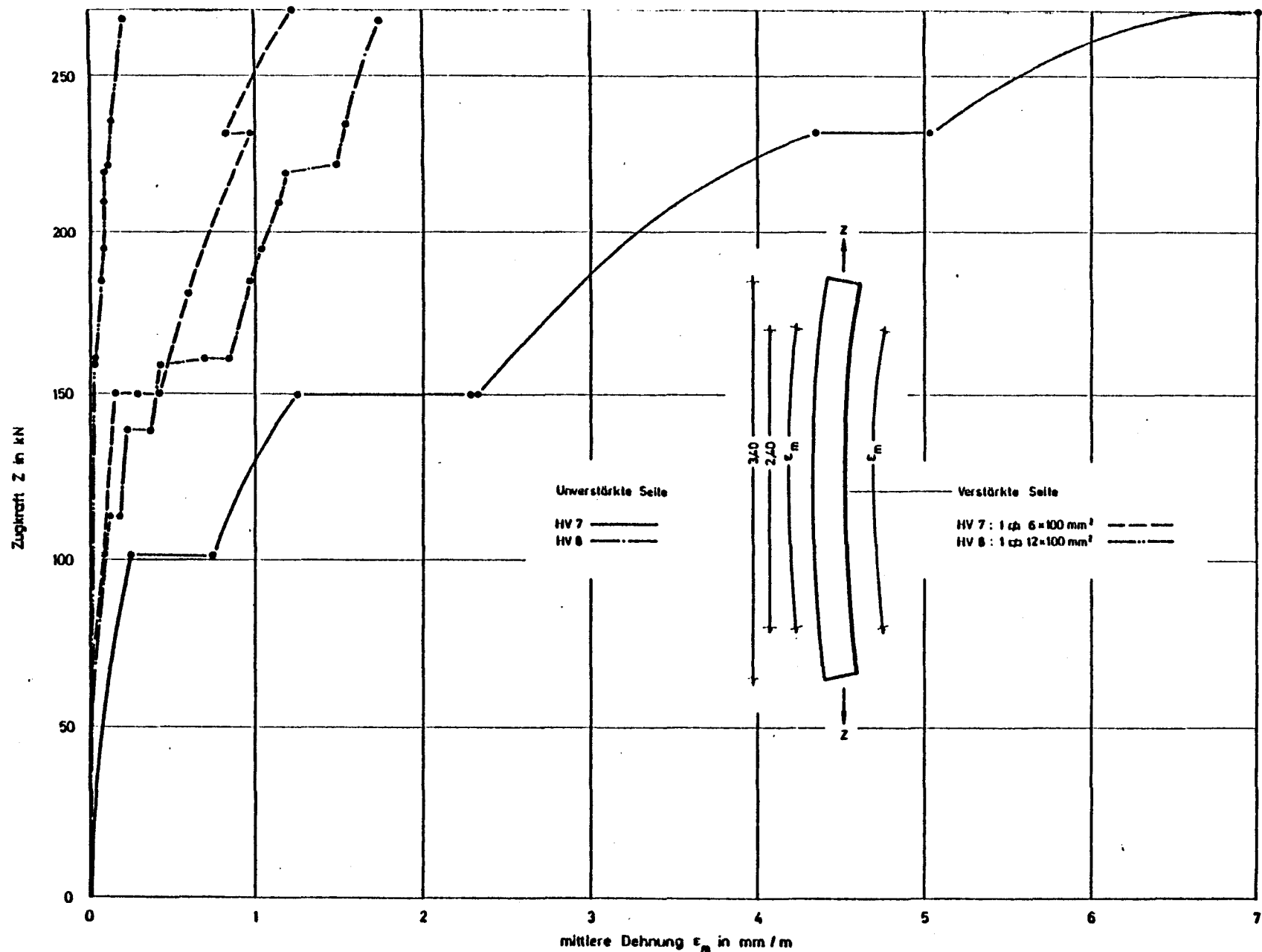


Bild 6.15: Mittlere Dehnungen bei unbehinderter Durchbiegung

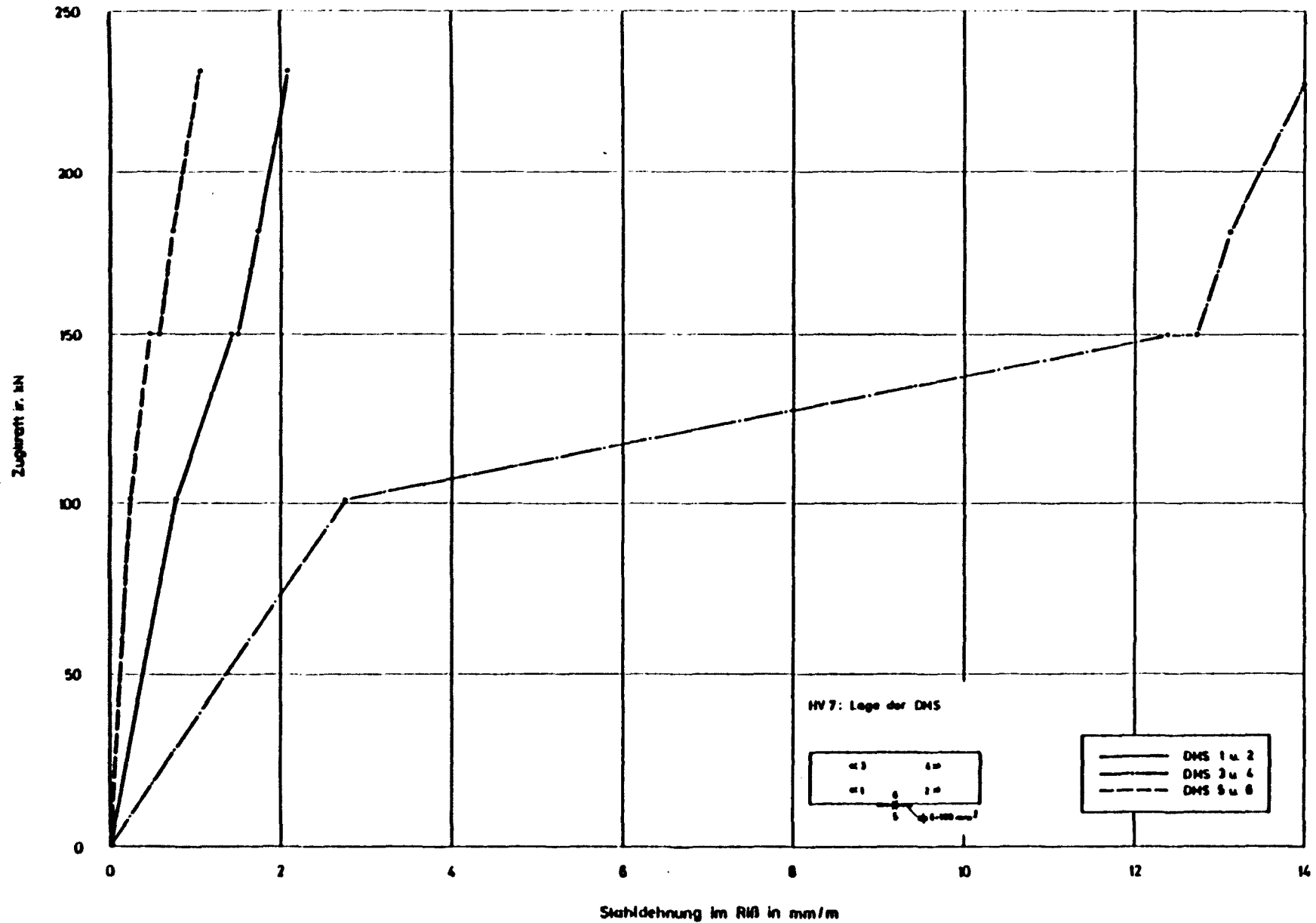


Bild 6.16: Stahldéhnungen im RiB beim Versuch HV 7

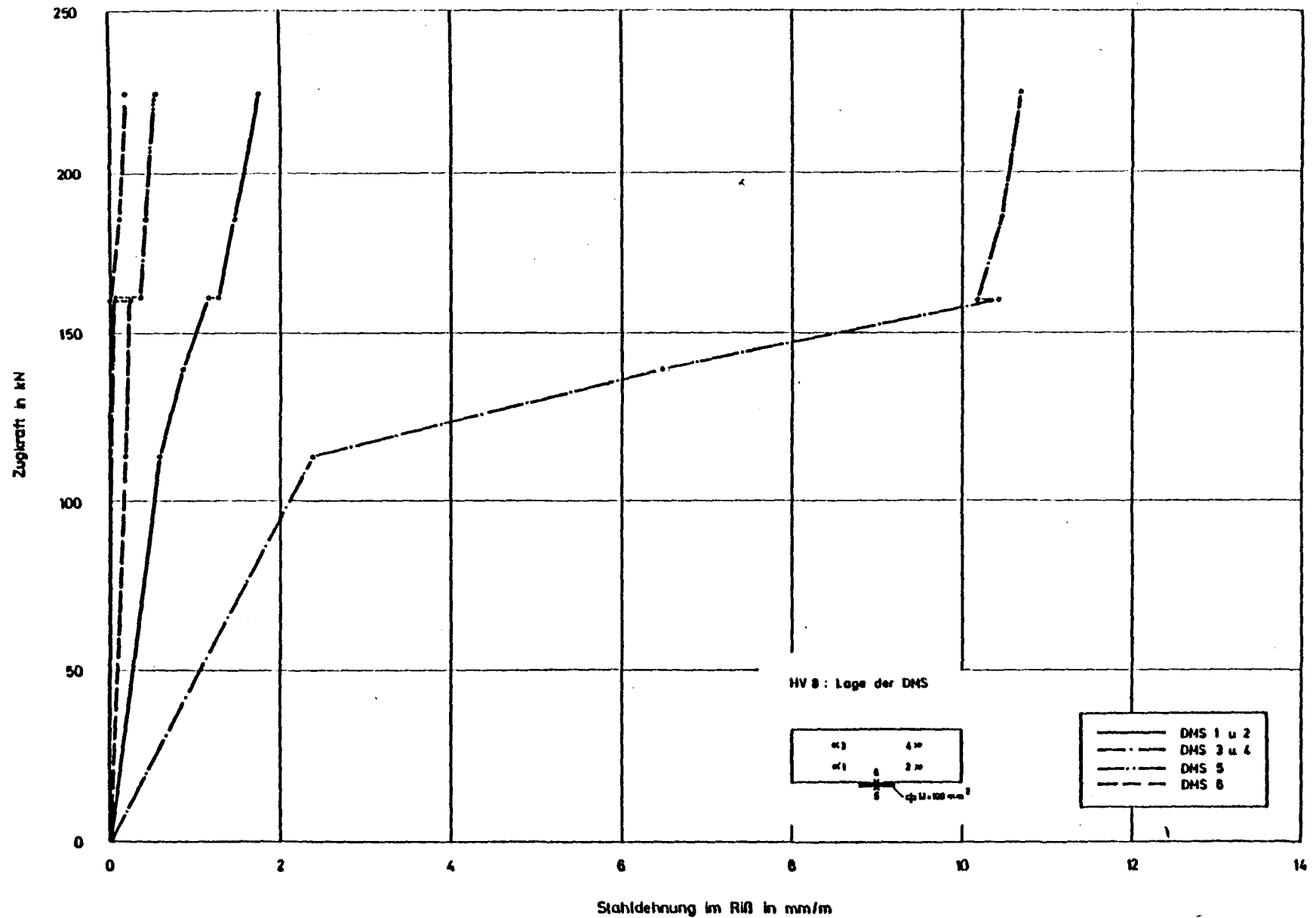


Bild 6.17: Stahldéhnungen im Riß beim Versuch HV 8

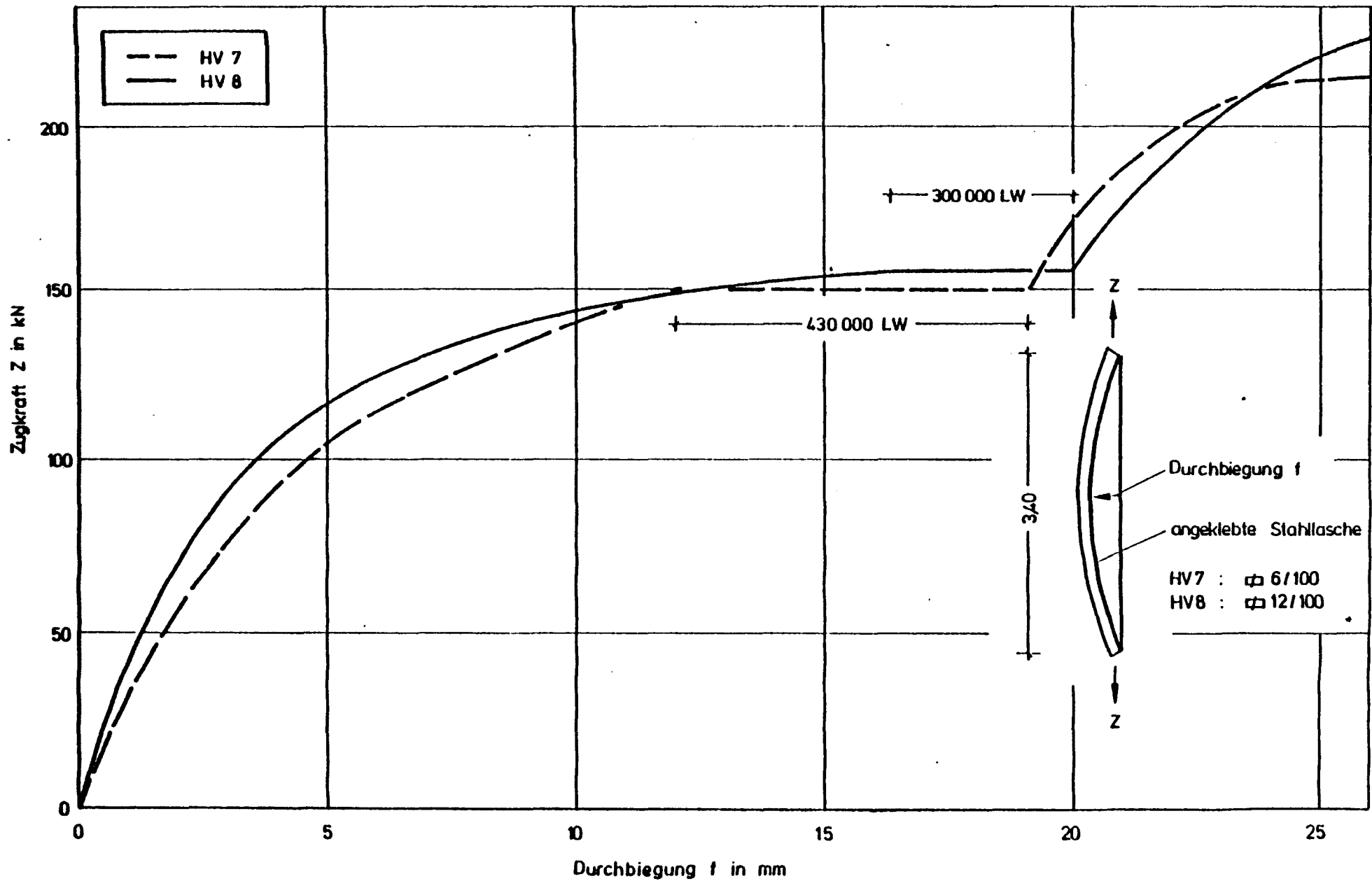


Bild 6.18: Durchbiegung als Funktion der Zugkraft

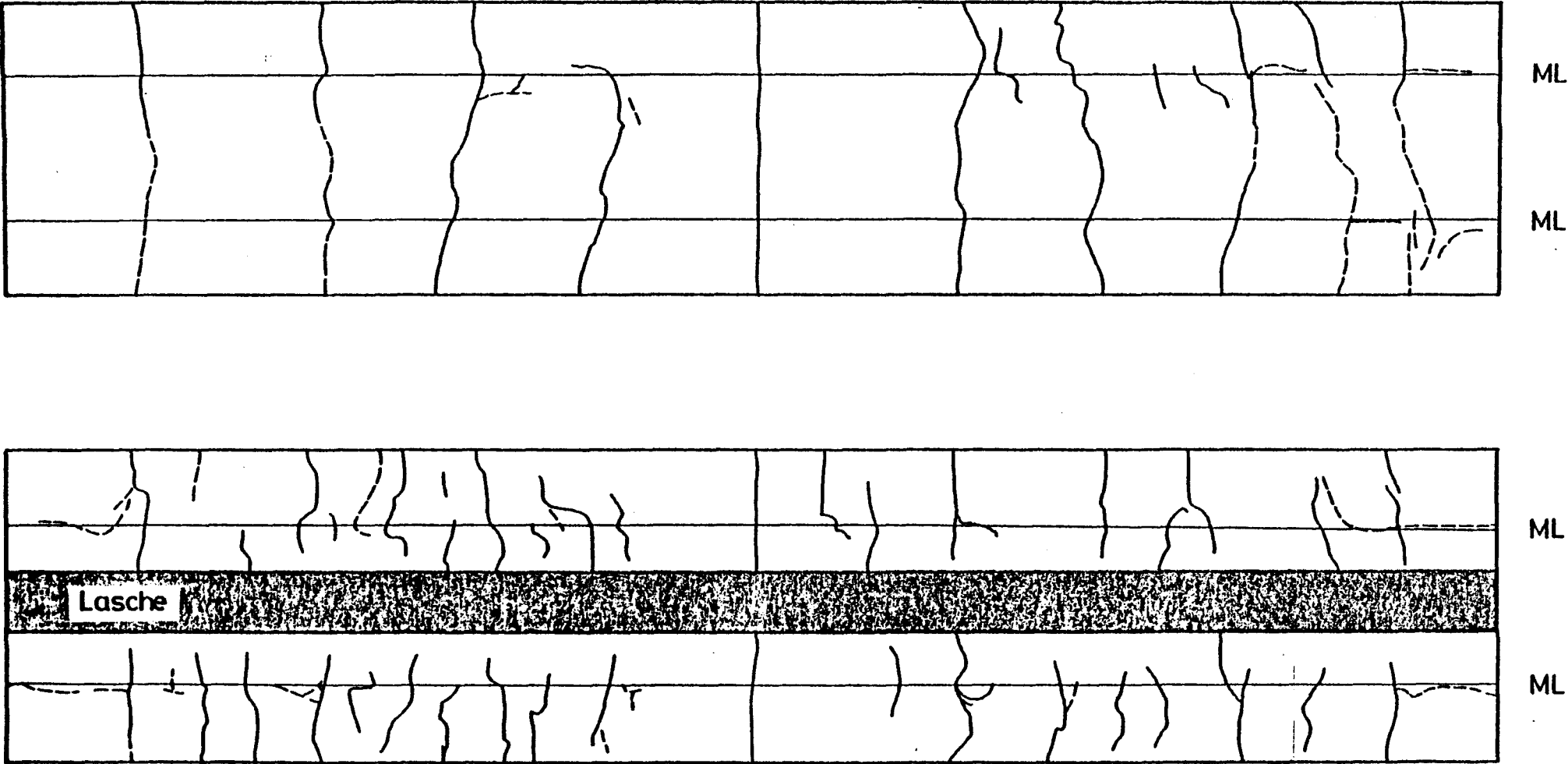


Bild 6.19: Rißbild des Versuchskörpers HV 7 im Bruchzustand

HV 8

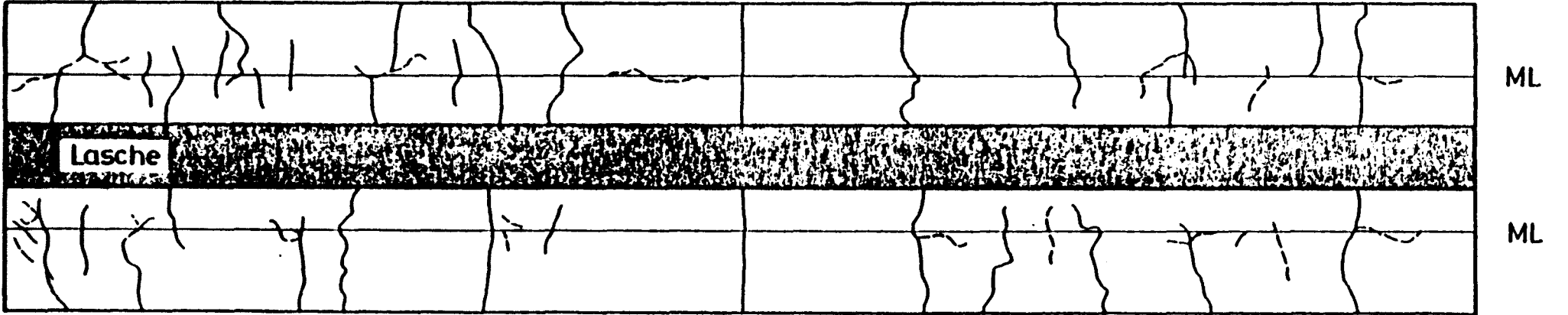
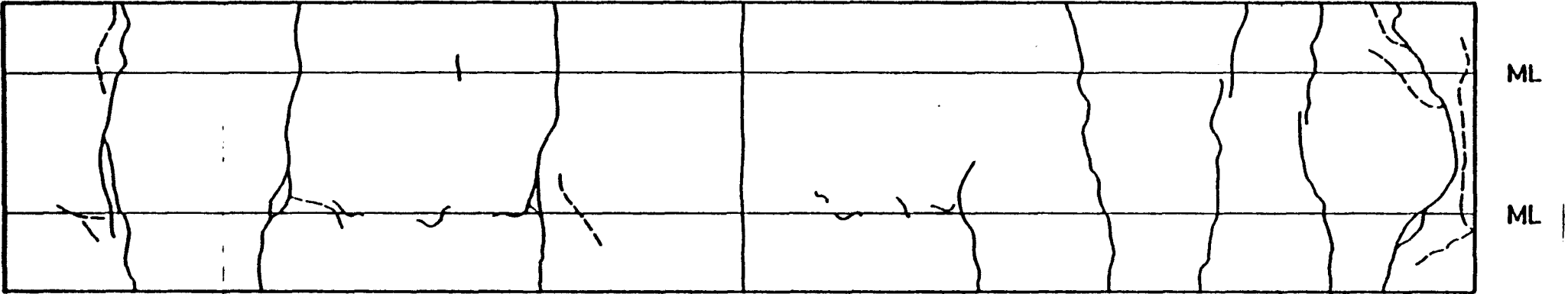


Bild 6.2o: Rißbild des Versuchskörpers HV 8 im Bruchzustand

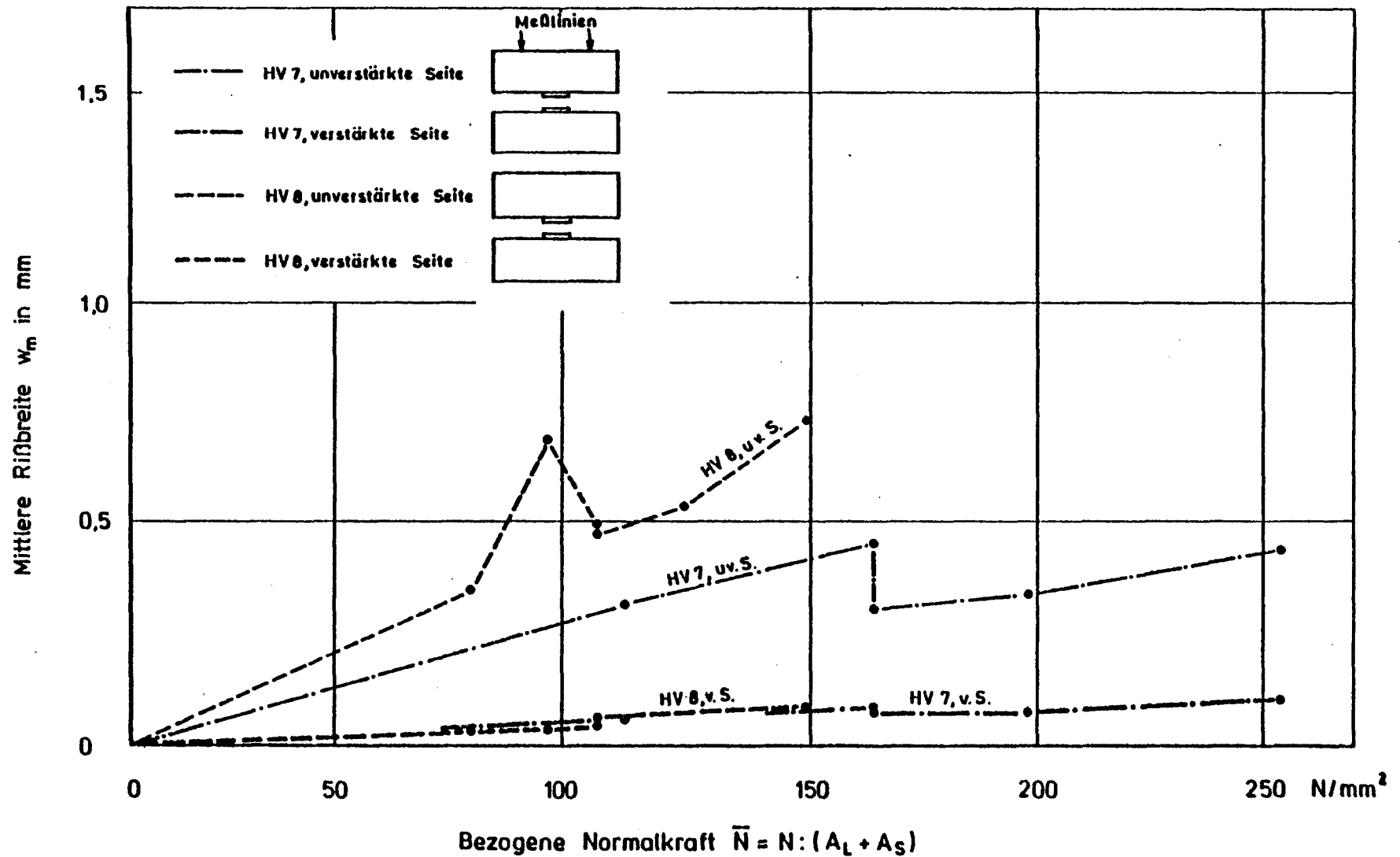


Bild 6.21: Die mittlere Rißbreite bei den Versuchen mit unbehinderter Durchbiegung

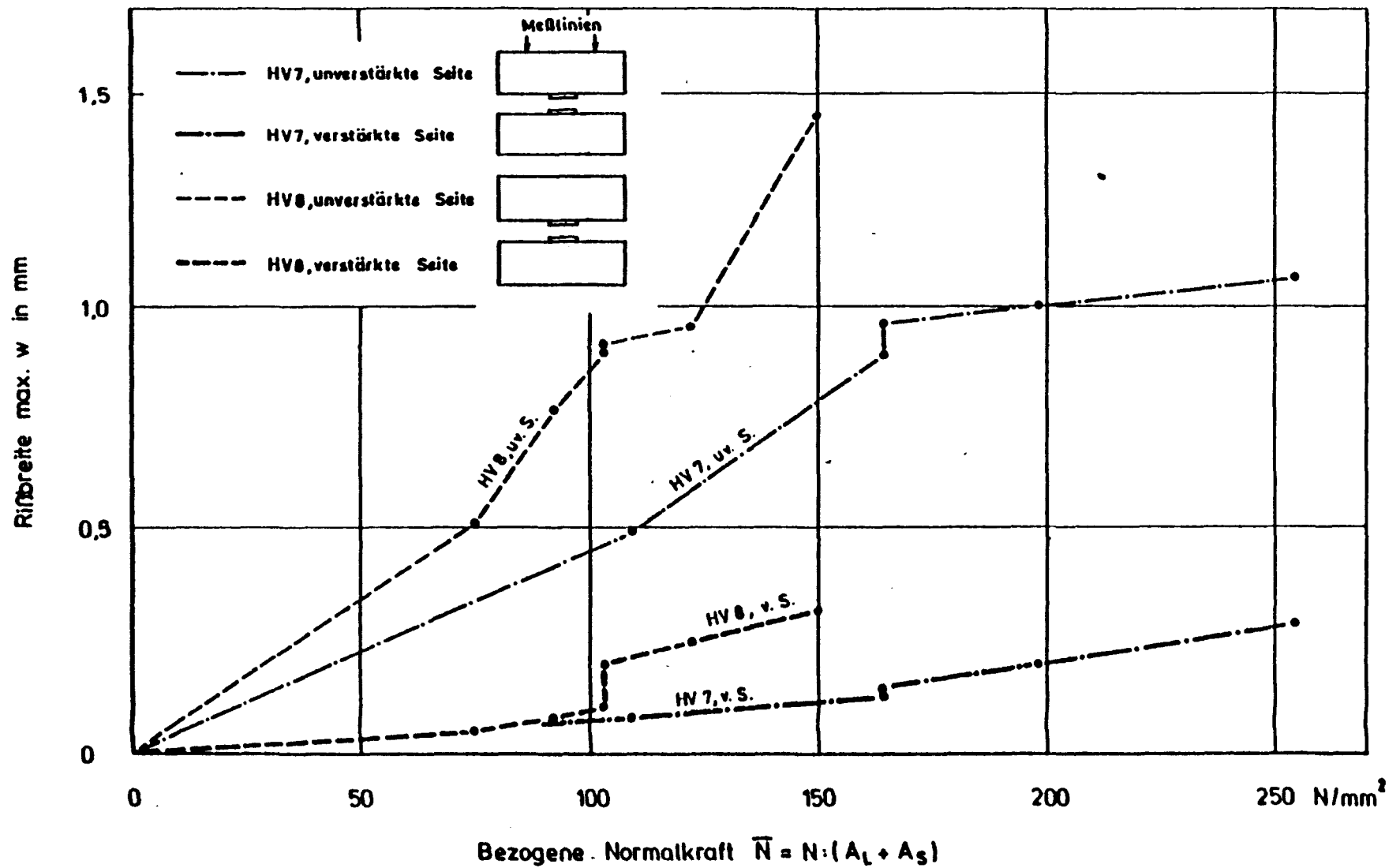


Bild 6.22: Die größte Rißbreite bei den Versuchen mit unbehinderter Durchbiegung

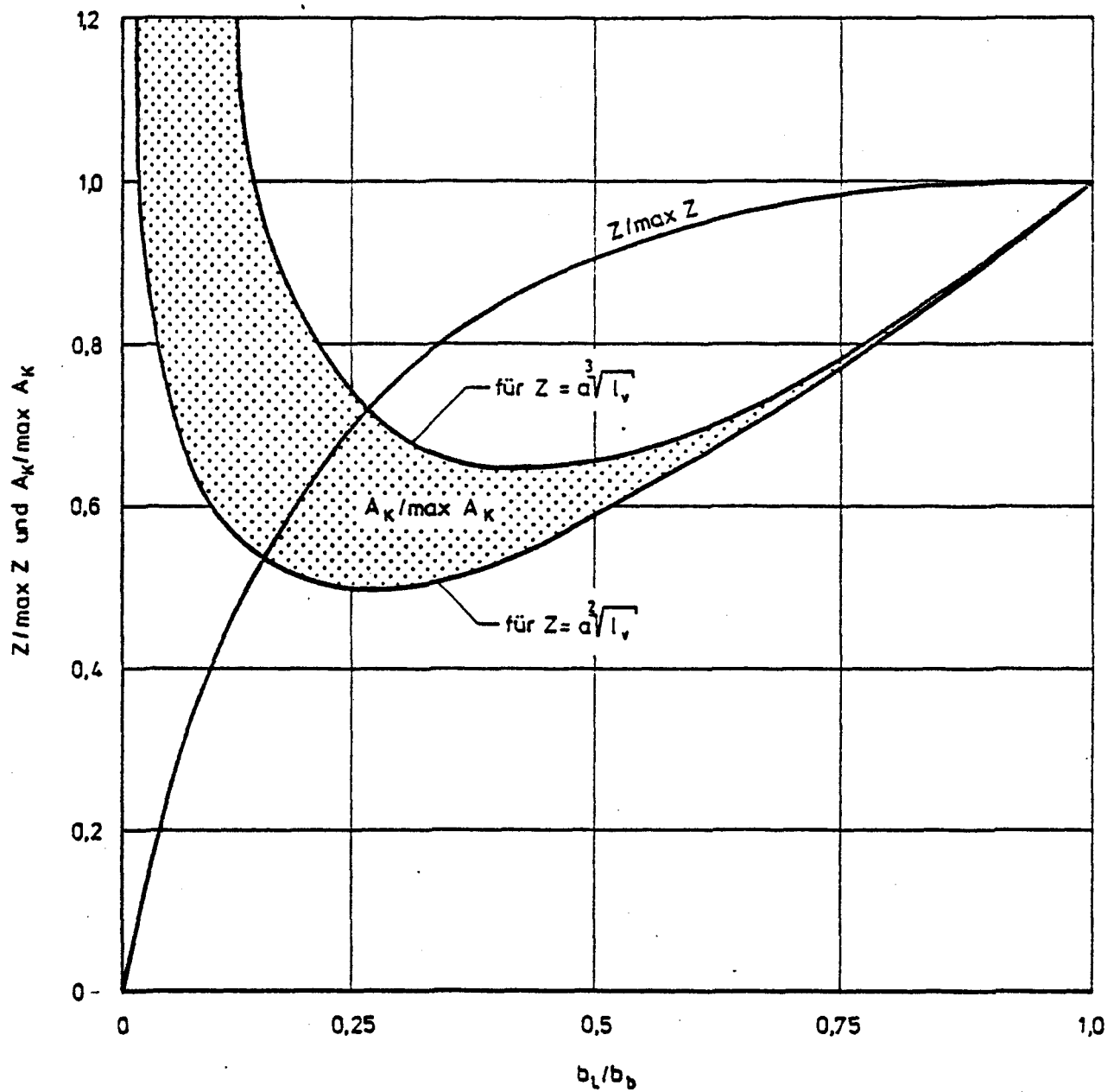


Bild 7.1: Einfluß der Laschenbreite auf die erforderliche Klebfläche

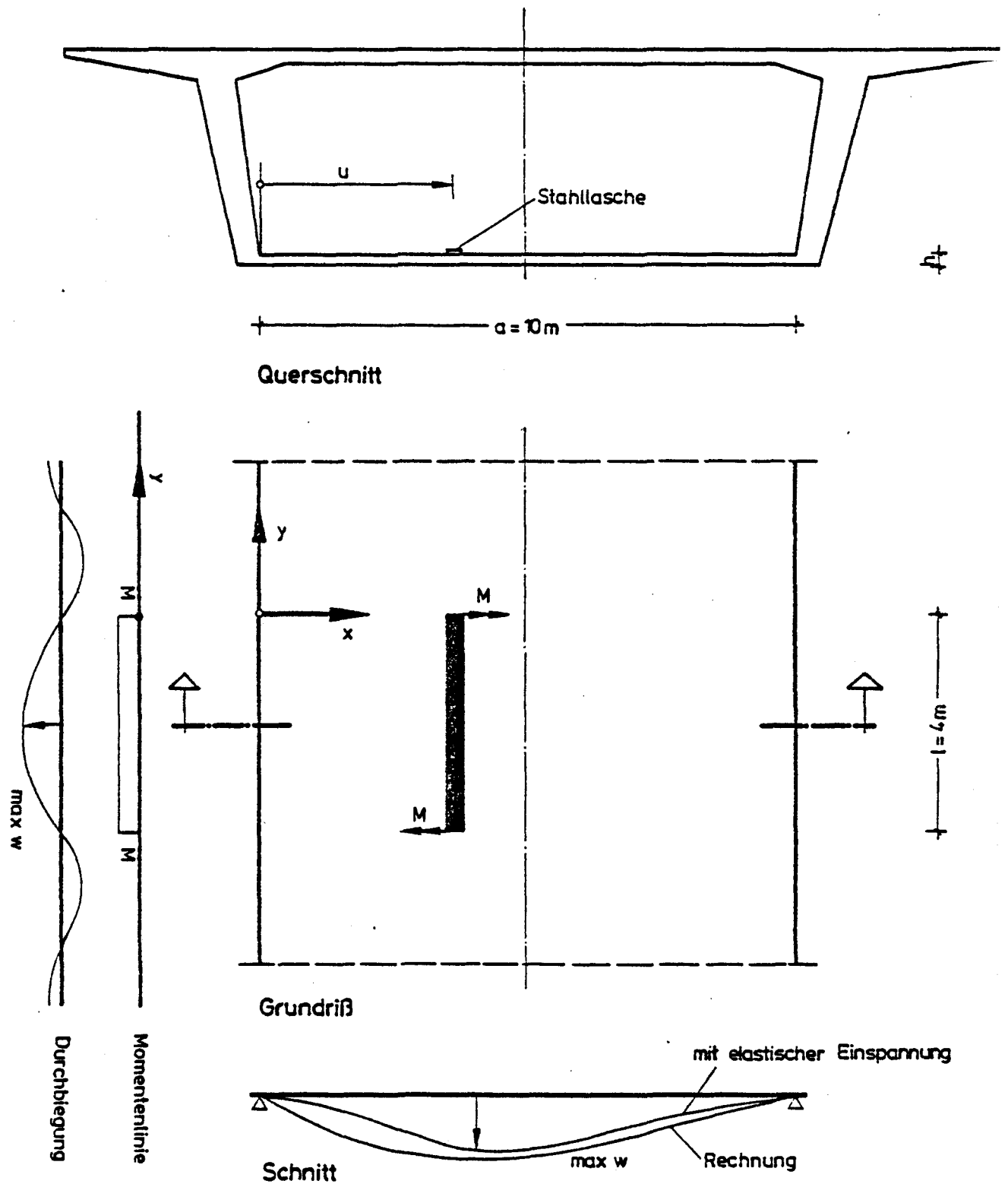


Bild 7.2: Verformungsberechnung nach Girkmann /10/
- Bezeichnungen -

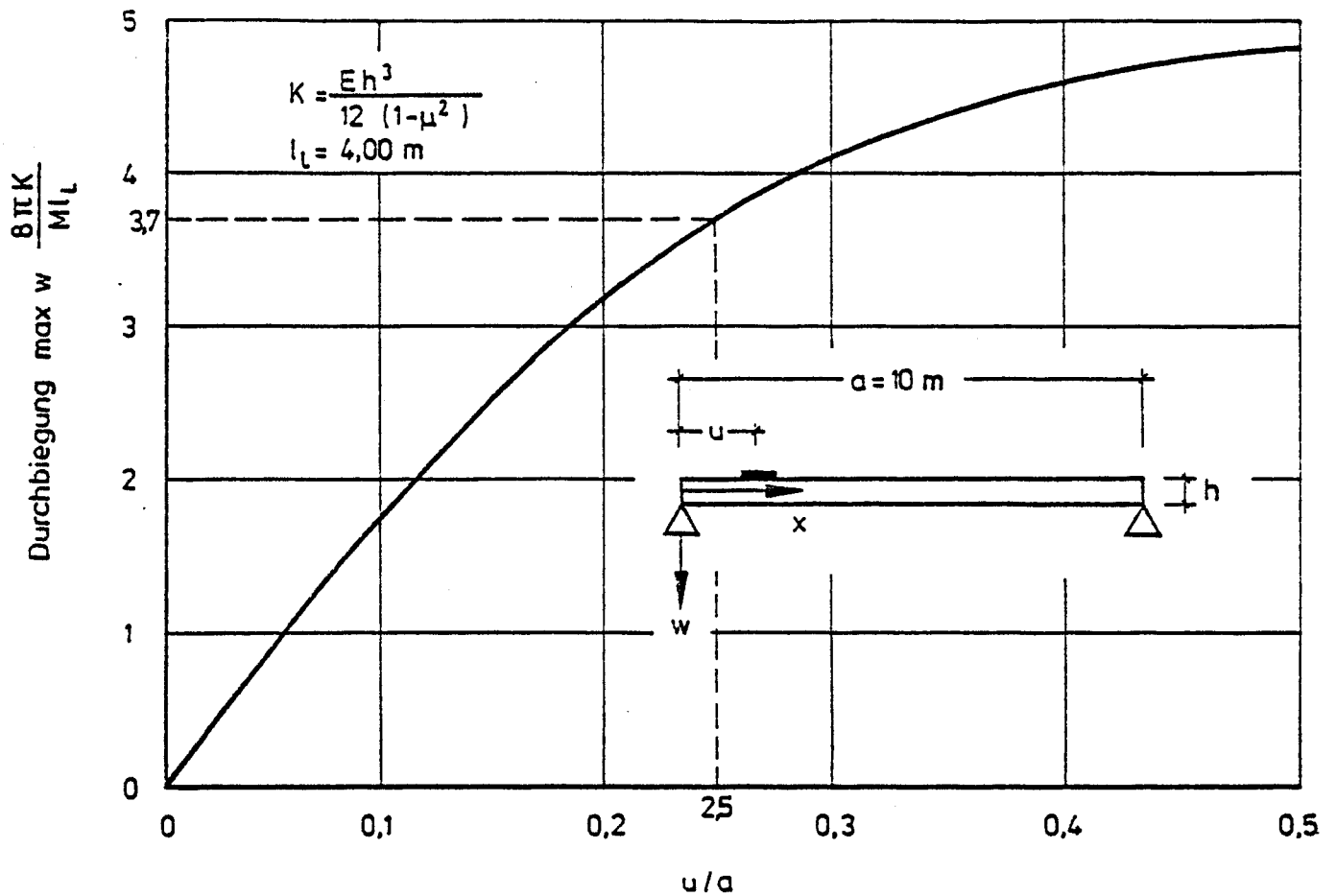


Bild 7.3: Einfluß des Laschenabstands vom Rand auf die Durchbiegung nach Girkmann /10/

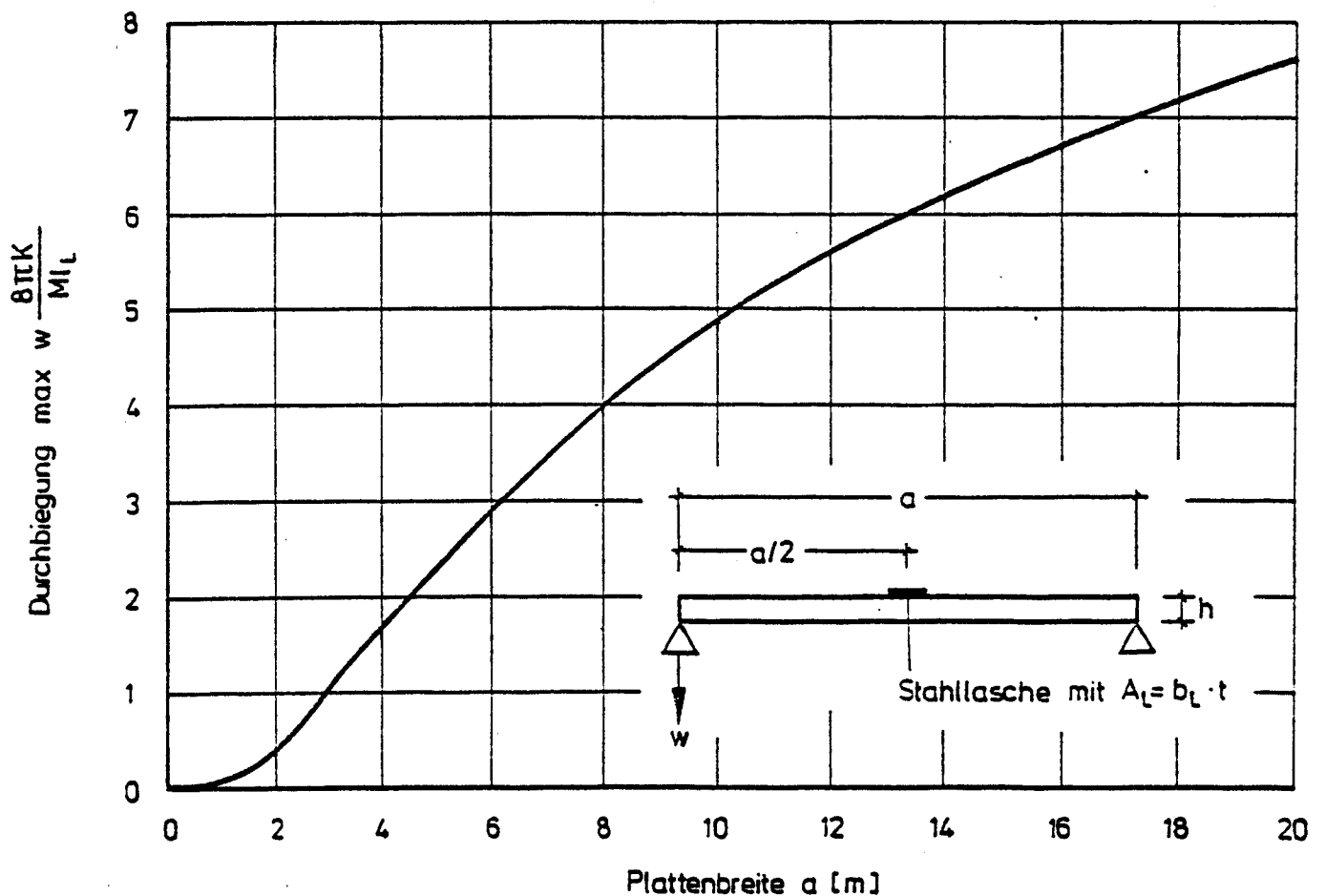
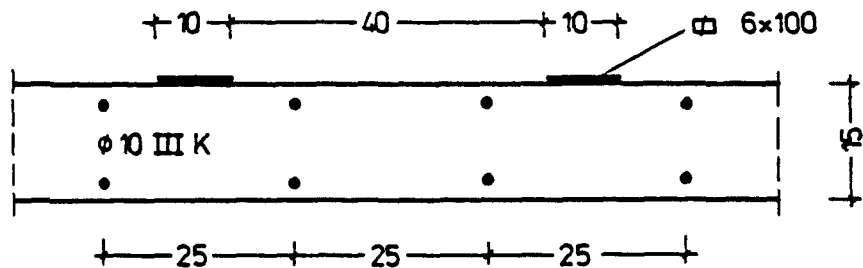


Bild 7.4: Einfluß der Plattenbreite auf die Durchbiegung nach Girkmann /10/

Anlage 1

Berechnung der maximalen Durchbiegung einer einseitig verstärkten Bodenplatte im Zustand II.



Breite der Bodenplatte : $a = 10 \text{ m}$
Bewehrung der Bodenplatte : $8 \phi 10 \text{ pro m}$
Laschenverstärkung : $2 \quad 6 \times 100 \text{ mm}^2 \text{ pro m, } l_L = 4 \text{ m}$
Verstärkungsgrad : $\eta = 2$

Innerer Hebelarm

$$a_{iR} = \frac{156 \cdot 600}{2(2 \cdot 314 + 600)} = 38 \text{ mm}$$

Normalkraft infolge $\Delta T = 60 \text{ K}$: $N = 150 \text{ kN}$

$$M = N a_{iR} = 5,7 \text{ kNm}$$

Plattensteifigkeit im Zustand II:

$$K = \frac{30 \cdot 10^6 \cdot 0,15^3}{2 \cdot 12} = 4200 \text{ kNm}$$

Eine Lasche in $u/a = 0,25$ (s. Bild 7.3):

$$\max w_1 = \frac{5,7 \cdot 4 \cdot 3,7}{8 \pi \cdot 4200} = 0,0008 \text{ m}$$

Für 20 Laschen gilt näherungsweise:

$$\max w_{20} = 20 \max w_1 = 16 \text{ mm}$$